

博 士 論 文

市街地隣接河川での洪水流の数値解析と
避難行動への適用

平成26年 2月

田 安 正 茂

目 次

第 1 章 序論	1
1. 1 研究背景	1
1. 2 研究目的と論文構成	5
参考文献	7

第 I 編 数値解析的研究

第 2 章 河川流と河口砂州	9
2. 1 概説	9
2. 2 阿賀野川河口砂州の変動状況	11
2. 3 河口砂州のフラッシュに関する数値解析	12
2. 3. 1 数値解析法	12
2. 3. 2 計算結果の検証	18
2. 4 砂州地形の形成に関する数値解析	22
2. 4. 1 数値解析法	22
2. 4. 2 計算結果の検証	27
2. 5 結語	30
参考文献	32

第 3 章 中流域における河道内の洪水流	35
3. 1 概説	35
3. 2 足羽川の概要	36
3. 3 洪水流の数値解析	37
3. 3. 1 数値解析法	37
3. 3. 2 計算結果の検証	41
3. 4 結語	44
参考文献	49

第 4 章 中山間地における氾濫流	51
4. 1 概説	51
4. 2 河和田川の概要	52
4. 3 氾濫流の数値解析	53
4. 3. 1 数値解析法	53
4. 3. 2 計算結果の検証	57

4. 4 結語	62
参考文献	63

第5章 洪水流中の移動物体の運動	65
5. 1 概説	65
5. 2 静止直交格子による移動物体の表現方法	66
5. 2. 1 巻き付き判定法	66
5. 2. 2 物体の並進運動と回転運動	67
5. 2. 3 格子サイズによる物体面積誤差の検討	68
5. 3 水中の物体の運動に関する数値解析	69
5. 3. 1 数値解析法	69
5. 3. 2 計算結果の検証	73
5. 4 浸水域の物体の運動に関する数値解析	74
5. 4. 1 数値解析法	74
5. 4. 2 計算結果の検証	78
5. 5 結語	80
参考文献	81

第Ⅱ編 避難行動に関する研究

第6章 豪雨災害時の被害状況と避難行動の実態	83
6. 1 概説	83
6. 2 平成16年7月福井豪雨の概要	84
6. 2. 1 福井豪雨時の気象と降雨	84
6. 2. 2 足羽川の破堤地点と浸水区域	86
6. 2. 3 避難勧告・避難指示の発令状況	87
6. 3 福井市街地における被害状況と避難行動に関するアンケート調査	89
6. 3. 1 アンケート調査の概要	89
6. 3. 2 被害状況の実態	91
6. 3. 3 避難行動の実態	92
6. 4 結語	97
参考文献	98
第7章 外水氾濫時の避難行動のモデル化による検討	99
7. 1 概説	99
7. 2 マルチエージェントシステムの概要	100

7. 3	避難行動のモデル化	101
7. 4	福井豪雨時の河和田地区への適用	103
7. 4. 1	河和田地区のモデル化	103
7. 4. 2	避難行動のシミュレーション	104
7. 5	結語	117
	参考文献	118
第8章	結論	119
	謝辞	123
	本研究に関する発表論文	125

第1章 序論

1. 1 研究背景

人類は狩猟採取によって営みを築いていた太古から、水辺に居を構えて生活する利便性を享受してきた。歴史の中で文明を築いた人々は、水辺での文明発展のために利水と治水の技術を進歩させてきたが、水の暴力的な振る舞いや枯渇によって歴史の中で幾度となくその営みが翻弄されてきた。現在を生きる我々も、より大量の水を使って社会の営みを形成し、利水や治水の技術的な進展の上に水辺での生活を送っているが、自然の猛威の前には歴史の中の人々と同様にその営みを翻弄され続けている。生活圏の中に存在する河川や海岸は、気象的な外力や地殻の挙動によってその様相を一変させ、生活圏そのものを破壊する力を持っている。我が国においては、梅雨前線や秋雨前線による豪雨災害、台風による大雨・暴風・高波・高潮災害といった気象的要因による災害が毎年のように発生している。表-1.1は過去10年間の災害をもたらした気象事例である。過去10年間だけで、死者635名、行方不明者208名もの人々が犠牲となっている。平成16年は特に風水害の多発した年であり、新潟や福井では、市街地に隣接する河川の堤防が決壊し、大規模な外水氾濫を生じた。また、風水害のみならず、プレート境界型や断層型の地震災害の発生も多く、

表-1.1 災害をもたらした気象事例（風水害：平成15年～本年）（引用：気象庁，2013）

年号(西暦)	気象事例	件数	死者，行方不明者
平成15年(2003年)	前線・低気圧，台風14号など	3件	43，2
平成16年(2004年)	平成16年7月新潟・福島豪雨 平成16年7月福井豪雨など	10件	220，15
平成17年(2005年)	台風14号・前線など	5件	38，3
平成18年(2006年)	平成18年7月豪雨など	4件	72，19
平成19年(2007年)	台風9号など	3件	9，4
平成20年(2008年)	平成20年8月末豪雨など	3件	17
平成21年(2009年)	平成21年7月中国・九州北部 豪雨など	3件	74，29
平成22年(2010年)	梅雨前線による大雨など	2件	17
平成23年(2011年)	平成23年7月新潟・福島豪雨 台風第12号による大雨など	3件	64，61
平成24年(2012年)	平成24年7月九州北部豪雨 前線による大雨など	3件	22，10
平成25年(2013年) (10月21日現在)	台風第26号による暴風・大雨 など	4件	59，65

第1章 序論

平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、北米プレートと太平洋プレートの境界付近を震源とするマグニチュード9.0の地震によって発生した津波が東日本太平洋側一帯の沿岸に來襲し、死者・行方不明者合わせて1万8千人以上という未曾有の被害をもたらした。

今後、気象現象による災害の発生は、地球温暖化の影響に伴う台風の大型化や降雨の局所集中化の懸念から従来の想定を上回る規模が予想されている。降雨によって地表にもたらされた水は、水路網によって河川に集約され、固定された河道内を流下して海に流出する。地表に降り注いだ水がたどる経路は、設定された閾値に基づき整備されているため閾値を超える流れに対しては防御能力を失う構造となっている。閾値の設定を大きくすることで閾値を超える可能性は低下するが、ひとたび閾値を超える事象が発生すればその被害は甚大なものとなることが容易に想像される。また、整備された河川構造物も様々な要因によって当初の設計通りの能力を発揮できない状況に至る場合がある。例えば、河口部の河口砂州や中流部の河道内植生は河積を減少させ、洪水時の流下能力を低下させると考えられる。

河口部の河口砂州について竹林ら(2006)は、河口砂州による河川水のせき上げ効果と砂州のフラッシュ現象による水位低下について、平面2次元の数値シミュレーションを用いて検討している。しかし、海に流出する河口部においては、河川流の流れ場と波浪による波動場、潮汐による水面変動の相互作用を対象に管理しなければならず、しかも河口部で洪水流の流出が阻害された場合には、その上流部での氾濫危険性が増大するため、河口に堆積する砂州を適切に管理することは治水計画上の重要な課題である。しかしながら、河口部に堆積する砂州は洪水時のフラッシュにより沖合に押し流されるものの、その後の波浪による作用で再び河口部周辺に堆積することが確認されており、洪水流による砂州のフラッシュと波浪現象による砂の堆積機構は、河口付近の流れ場が複雑であるため、その変化を予測することは困難であるといえる。

中流域の河道内植生について福岡ら(1992)は、樹木群を有する河道の樹木群領域を死水域として洪水位を予測する計算手法を示している。その一方で洪水時においては、河道内樹木や上流の山間部から流出した樹木など河道内を流れる漂流物が橋脚などにより補足され、流れを阻害することによって河道内水位を上昇させることも懸念されている。さらに、氾濫流中の漂流物は、構造物に衝突して被害を拡大させるとともに避難時の危険性を高めるものである。それら漂流物の移動は、流体運動と物体の運動との相互作用によって生じるものであり、このような問題を数値的に解く方法は、川崎ら(2007)や米山ら(2009)によって提案されているものの、回転しながら大きく移動する物体と流体の連成計算を行う場合には格子形状の変形や質量の保存性を満たす工夫が必要であり、より簡便な解析手法が求められている。

このような、気象現象による災害の発生が予測される場合には、危険が差し迫った地域の住民を迅速に避難させ、人的被害を未然に防ぐ必要がある。近年多発する気象災害をうけて、各自治体では様々な災害を想定したハザードマップを作成し、戸別配布を行うと共にインターネット上にも公開している。図-1.1に国土交通省がハザードマップをとりまとめて公開している「ハザードマップポータルサイト」を示す。「ハザードマップポータルサ

イト」には、洪水ハザードマップ以外にも津波ハザードマップなど日本全国のハザードマップがまとめられている。ハザードマップには災害の種類に応じた避難場所や浸水規模毎の想定範囲などが記載されている。避難場所としては、学校や公民館が指定されている場合が多いが、避難場所へ行く経路上が常に安全な状態であるとは限らない。2009年の台風9号に伴う豪雨では、兵庫県佐用町で発生した水害において、避難経路上に氾濫流が流れしており、避難途中の住民が流されて命を落とす結果となった。この水害では、避難せずに自宅にとどまることで難を逃れた住民も多く、適確な避難行動を実行することの難しさが広く一般に示されることとなった（牛山，2010）。

災害の発生が予測される地域の住民が避難を開始するか否かは、複雑な人間心理の作用によるところが多く、災害を経験した記憶を持つ住民が積極的に避難行動を起こす傾向にはあるものの、他地域での災害の教訓が避難行動を起こさせるきっかけになることは稀である。公的機関から発令される避難勧告・避難指示は、河川水位や降り始めからの降雨量に応じて行われるが、その伝達手段は様々であり、どのような伝達手段で避難情報を伝えるかについての検討が必要である。また、避難する住民は様々な年齢層であり、避難する際に自力では避難できず介助者を必要とする住民も存在する。避難する手段においても徒歩での避難を想定した場合には、年齢や身体的条件によって歩行速度も異なり、避難に要する時間を十分確保できるように避難情報の発令と伝達手段を確立し、避難場所の設定を行わなければならない。

以上に挙げた洪水時における河道の危険性や避難行動の課題は、市街地に隣接する河川では大規模な災害に発展する可能性を持っている。平成16年7月に発生した福井豪雨では

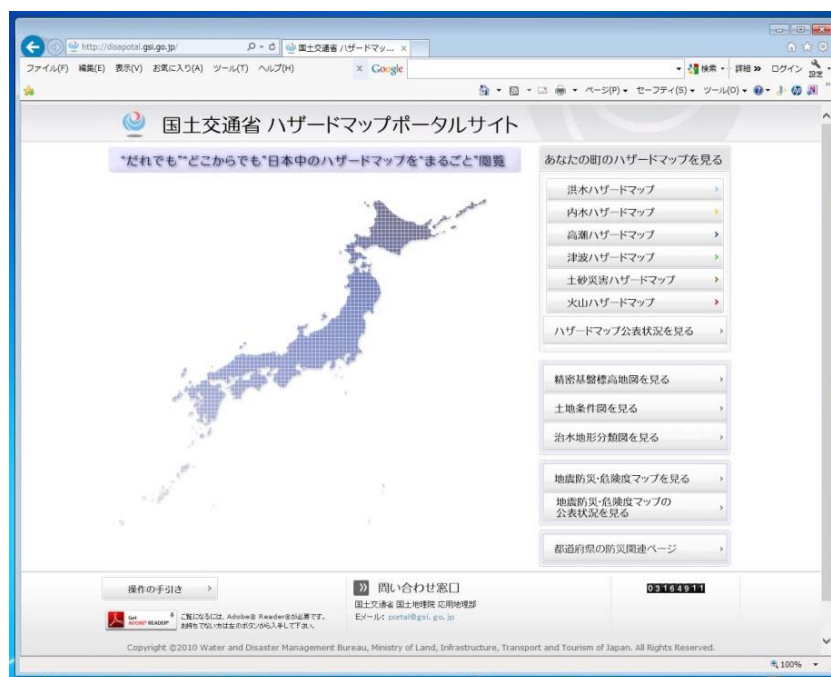


図-1.1 ハザードマップポータルサイト（引用：国土交通省，2013）

第1章 序論

福井市中心部を流れる足羽川の堤防が決壊し、市内の広範囲にわたって氾濫流が押し寄せ、激甚な被害を生じ、改めて市街地隣接河川の危険性を認識させられる結果となった。また、中山間地である鯖江市河和田地区においても、町内を濁流が流れる氾濫被害を生じている。図-1.2 に福井豪雨の際に被害を受けた福井県の九頭竜川水系を示す。

したがって、今後発生する市街地隣接河川における被害を軽減するためにも、市街地隣接河川における河口部から上流部に至るまでの危険性について十分な検証を実施し、避難行動の課題に対する検討を行う必要がある。

1. 2 研究目的と論文構成

前述のように、市街地に隣接する河川の危険性として、河口部の河口砂州による流下能力の低下や中流域の河道内樹木や橋脚などが洪水流に及ぼす影響、中山間地域の氾濫流による被害について十分な検証を実施し、避難行動の課題に対して検討を行う必要がある。

そこで本研究では、まず第1に、市街地隣接河川が内在する洪水に対する危険性を数値解析的アプローチにより検証することを目的とする。また第2に、市街地隣接河川で発生した洪水氾濫における被害状況と住民の避難行動の実態を把握し、洪水氾濫時の避難行動について検討することを目的とする。

本論文の構成として、第1の目的を第Ⅰ編とし、第2の目的を第Ⅱ編とする。以下に、本論文の各章についての構成を述べる。

本章である第1章では、近年我が国で発生した風水害を示し、本研究の背景を述べるとともに、既往の研究を挙げ、本研究の目的および本論文の構成を示した。

第Ⅰ編の第2章では、市街地に隣接する大河川である阿賀野川河口部を対象に、河口砂

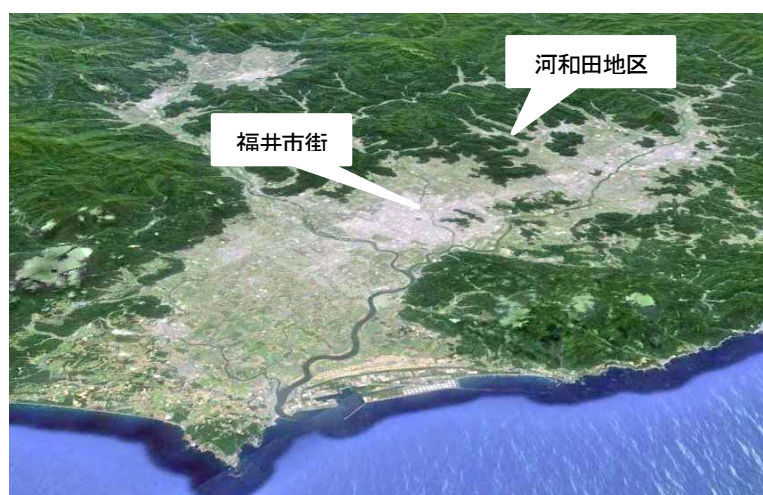


図-1.2 市街地隣接河川の例（福井県九頭竜川水系）（引用：Google Earth）

州のフラッシュと砂州地形の形成に関する数値計算を実施し、計算結果の検証を行う。まず、阿賀野川河口部における出水時の河口砂州のフラッシュについて数値計算による再現を試み、河口部の地形変化の状況を確認するとともに、河口砂州の堰上げ効果による河道内水位の上昇とフラッシュによる水位低下の状況を治水安全の面から検討する。次に、阿賀野川河口部での河川流と波浪の相互作用による河口砂州地形の形成について数値計算による検討を行うとともにその再現を試みる。

第Ⅰ編の第3章では、平成16年7月福井豪雨に着目し、都市河川が持つ特異な状況を明らかにすることを目的に、福井市市街地中心部を貫流する足羽川について、日野川合流点から天神橋までの約12.6 km区間を対象に、河道の蛇行形状を表現する一般曲線座標系を用いた平面2次元洪水流解析により洪水流の再現計算を行う。

第Ⅰ編の第4章では、中山間地における洪水氾濫について検討することを目的に、平成16年7月の福井豪雨における河和田川の氾濫状況を、直交矩形格子を用いた河道と氾濫原の包括的な氾濫流の数値解析によって再現することを試み、浸水深の痕跡と冠水区域図を基に計算結果の検証を行う。

第Ⅰ編の第5章では、流体中を移動する物体の連成計算を行う新たな1つの方向性として、正方格子で被覆された2次元平面空間において、任意の形状を有する物体を近似的に表現する手法(細山田ら, 2002; 田安ら, 2004)を用いて流体中を移動する物体と周囲流体との連成計算を実施する。この章の計算では、洪水流中の移動物体に着目し、水中の物体の運動に関する数値解析および浸水域の物体の運動に関する数値解析を実施し、計算結果の妥当性について検証を行う。

第Ⅱ編の第6章では、福井豪雨災害直後に、被害の状況や避難情報の伝達および住民の避難行動を把握することを目的として行ったアンケート調査を基にして、外水氾濫による被害と内水氾濫による被害の実態を把握するとともに、避難勧告情報の伝達とその伝達手段、住民の避難行動と浸水状況との関係などについての分析を行う。

第Ⅱ編の第7章では、中山間地で発生する外水氾濫時の避難者の行動を避難シミュレーションによって再現し、避難開始時刻、避難場所の配置、避難時の共助が避難の状況に与える変化について検討する。

第8章では、本論文で得られた成果をまとめ、今後の展望について述べる。

なお、本論文の構成図を図-1.3に示す。

第1章 序論

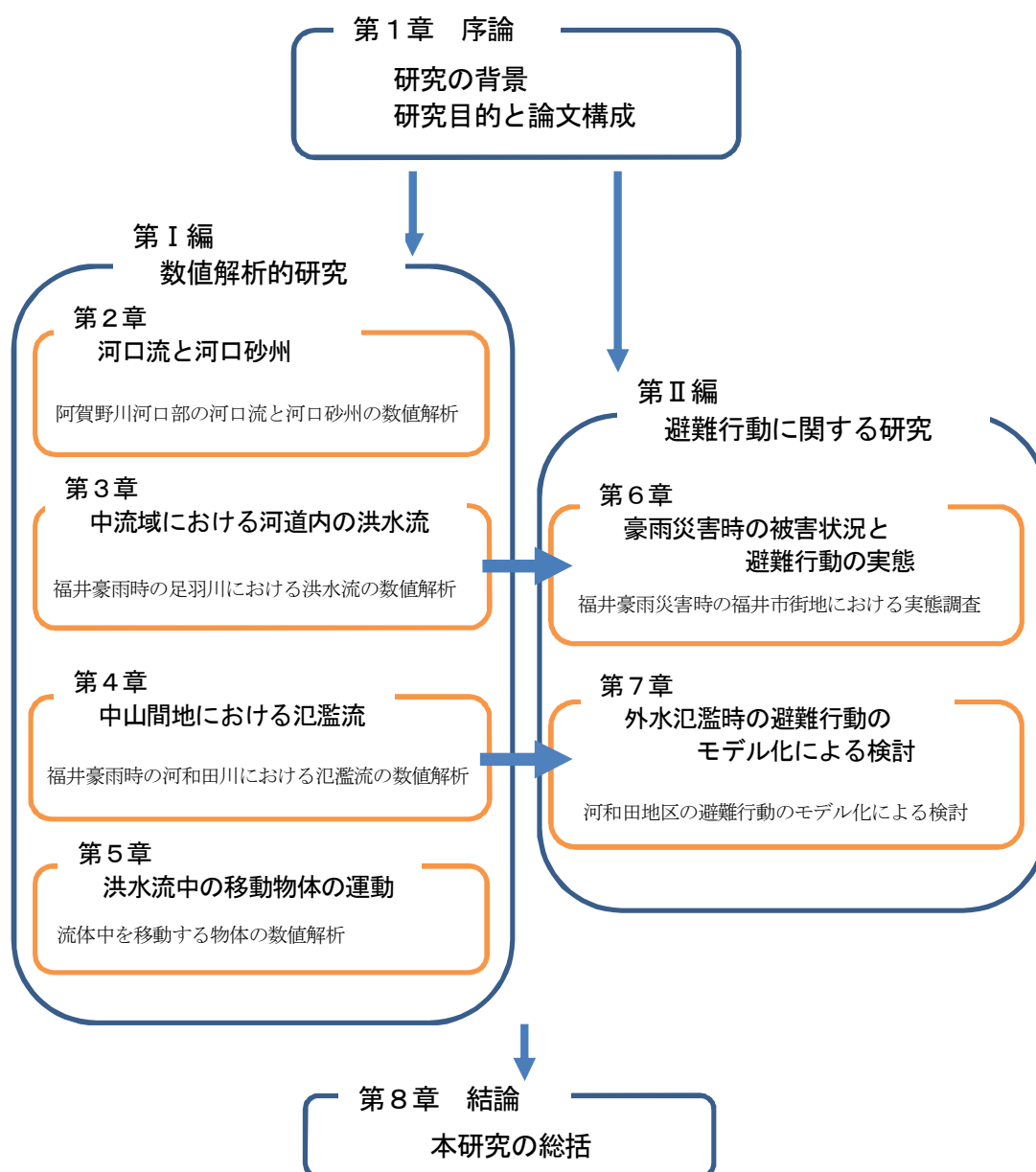


図-1.3 本論文の構成

参考文献

- 気象庁：災害をもたらした気象事例（平成元年～本年），
<http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/index.html>
- 竹林洋史，江頭進治，金海生，佐々木忠志：洪水時における河口砂州上流域の水位変動特性，応用力学論文集，Vol. 9，pp. 997-1006，2006.
- 宇多高明，大谷靖郎，橋本新：阿賀野川河口における大規模洪水による砂州フラッシュと地形応答，海岸工学論文集，第 42 巻，pp. 571-575，1995.
- 立山政樹，山崎友子，田部成幸，内田龍彦，福岡捷二：洪水流による河口砂州フラッシュの新しい解析法に関する研究，河川技術論文集，第19巻，2013.
- 長田信寿：一般座標系を用いた平面2次元非定常流れの数値解析，水工学における計算機利用の講習会講義資料，土木学会水理委員会基礎水理部会，pp. 61-76，1999.
- 福岡捷二，藤田光一，新井田浩：樹木群を有する河道の洪水予測，土木学会論文集，第 447 号，II-19，pp. 17-24，1992.
- 富永晃宏，長尾正志，劉建，鈴木徹也：洪水流の抵抗と流れ構造に及ぼす高水敷樹木群配置の影響，水工学論文集，第 39 巻，pp. 447-482，1995.
- 重枝未玲，朝位孝二，坂本洋，長太茂樹，秋山壽一郎：樹木群を考慮した平面 2 次元数値モデルによる乙津川の洪水流解析，水工学論文集，第 50 巻，pp. 1171-1176，2006.
- 廣部英一，田安正茂：九頭竜川における植生の影響を考慮した洪水時の流況解析について，福井工業高等専門学校研究紀要，自然科学・工学，第 36 号，pp. 35-50，2002.
- 栗城稔，末次忠司，海野仁，田中義人，小林裕明：氾濫シミュレーション・マニュアル（案）ーシミュレーションの手引き及び新モデルの検証ー，土木研究所資料，第 3400 号，1996.
- 細山田得三：7.13 新潟豪雨災害での住宅区域の氾濫解析，水工学論文集，第 49 巻，pp. 589-594，2005.
- 川崎浩司，袴田充哉：3 次元固気液多相乱流数値モデル DOLPHIN-3D の開発と波作用下での漂流物の動的解析，海岸工学論文集，第 54 巻，pp. 31-35，2007.
- 米山望，永島弘士：複雑な移動回転を考慮した津波漂流物の三次元数値解析法の開発，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. B2-65，No. 1，pp. 266-270，2009.
- 牛山素行：2009 年 8 月 9 日兵庫県佐用町を中心とした豪雨災害の特徴，自然災害科学研究西部地区部会報，第 34 号，pp. 37-40，2010.
- 国土交通省：ハザードマップポータルサイト，<http://disaportal.gsi.go.jp/>
- 細山田得三，津田朗宏：直交矩形格子を用いた移動物体周りの流れの数値解析，応用力学論文集，Vol. 5，pp. 699-707，2002.
- 田安正茂，細山田得三：流体中を移動する物体と周辺流体との連成計算法の新提案，海岸工学論文集，第 51 巻，pp. 656-660，2004.
- 片田敏孝，及川康，児玉真：治水施設整備の進展が洪水に対する住民意識に与える影響に関する研究，水工学論文集，第 43 巻，pp. 169-174，1999.
- 片田敏孝，児玉真，浅田純作：東海豪雨災害における住民の情報取得と避難行動に関する研究，河川技術論文集，第 7 巻，2001.

第1章 序論

山本一浩, 上野幹夫, 椎葉航, 小林一郎, 橋本淳也: マルチエージェントモデルを用いた洪水・避難シミュレータに関する研究, 第6回 KK-MAS コンペティション, pp. 1-3, 2006.

片田敏孝, 児玉真, 佐伯博人: 洪水ハザードマップの認知とその促進策に関する研究, 土木学会水工学論文集, 第48巻, pp. 433-438, 2004.

第 I 編 数值解析的研究

第2章 河口流と河口砂州

2. 1 概説

我が国における大規模な河川の河口部では、波浪による沖からの外力と河川からの出水による外力により、河口地形が多様な変化を生じている。河川の河口部に作用する外力は季節的な特徴を有しており、日本海側の大規模河川においては、冬季の季節風による風浪、冬期間の積雪による春季の融雪出水、梅雨期の集中的な降雨や台風通過による降雨がもたらす大量出水、夏季や秋季における波浪の静穏期という季節的な外力の変動が明瞭であり、それに応じて河口地形はさまざまに変形する(加藤ら, 2010; 細山田ら, 2010)。

一般的に河川の河口部においては、河川から流出した土砂が海岸波動の影響により沖から岸向きに移動し、河口部周辺に集中することによって河口砂州が形成されやすい(細山田ら, 2005)。河口砂州は、河口部における河積を減少させ河川の流下能力を阻害するため、特に洪水時において治水安全上の障害となることが懸念される(細山田ら, 2007)。日本海に面した多くの河川は、基本的に冬季に河口砂州が発達するため、春季の融雪出水時、梅雨や台風の降雨出水時に、砂州の堰上げ効果による河道内水位の上昇が生じ易くなっている。しかし、大出水時には砂州がフラッシュされることが想定され、これにより安全性が確保されることとなる。したがって、洪水時の砂州による堰上げ水位上昇と砂州のフラッシュ、それに伴う水位上昇の緩和についてのプロセスを理解することは、河川管理上極めて重要である。しかしながら、河口砂州のそれらプロセスについて、現在のところ十分解明されているとは言えない(細山田ら, 2006)。また、近年では日本海側の新潟県の河川において、主に融雪出水の減少によると推測される河口砂州の上流側への移動と発達が顕著である。黒田ら(2010)は、上越市の関川の河口において、上流側に移動した土砂によって排水管が埋没する事例を報告している。新潟市の阿賀野川でも上流側に移動して発達した砂州によって開口幅が狭くなる傾向が続いている。このような砂州の挙動は、河川流と海岸波動の両者の均衡の破れとそれに伴う地形形状の遷移と捉えることが適当であろうと考えられる。その例として宇田ら(1995)は、洪水時にフラッシュされた土砂が沖合に河口テラスを形成しそれが波の作用で復元するプロセスと河口テラスによる沿岸漂砂の低減について論じている。このような河口部での河口砂州の形成やフラッシュによる砂州の消失に関する研究として、邵ら(1993)は、砂州が越流する流れによって崩壊する過程について実験や数値計算を実施し、流砂量の定式化を試みている。また、佐藤ら(2004)は、波動や潮汐と河川流によって土砂の輸送をモデル化し、それらが釣り合った平衡状態での河口の開口幅の算定を行っている。さらに、佐川ら(2007)は側岸侵食を導入したモデルを用い、立山ら(2013)は内田ら(2012)により開発された一般底面流速解析法(BVC法)を用いて、洪水流による河口砂州のフラッシュの再現を試みている。

我が国全体の河川整備状況を考えると、上流および中流域の整備の結果、末端に位置している河口部に負荷がかかる状況が生じており、河口砂州の管理技術の重要性が高まっている。またその一方で、河口砂州は希少動植物の生息地を形成する場合があること(例えば 清野ら, 1998)や、塩水遡上を低減する効果が現れること(福岡ら, 1986)など、砂州

第2章 河口流と河口砂州

の形成が有益な作用を生じる場合もある。そのため、河口管理は治水安全上の管理だけに留まらない困難な面を有している。

図-2.1 に阿賀野川河口砂州形状の航空写真を示す。新潟市から日本海に流出する阿賀野川は種々の河川規模の指標においていずれも全国 10 位以内の大河川であり、河口砂州地形も前述の季節変動の影響を受け、基本的に冬季に発達し、春季・夏季に消失するパターンを繰り返している。河口の右岸は住宅街に隣接し、左岸は新潟空港となっている。2004 年の写真は、新潟・福島豪雨の前後に撮影されたものである。河口砂州は河道を閉塞させ、治水安全性を低めるため、河口に入射する波の条件や河川流の条件に依存した挙動を把握しておくことは重要である(細山田ら, 2006; 2007)。阿賀野川河口周辺の全国港湾海洋波浪網(NOWPHAS)の統計によると年間を通して波向きは NNW から NW 方向となっており、黒木(1988)の現地観測による研究が示すように主波向きに応じた東向きの漂砂が卓越している。近年の阿賀野川の砂州は左岸の方が強固であり、右岸よりも顕著なものとなっている。2007 年頃からこの左岸の砂州の形成地点が河川の上流側に移動し、砂州の形状は中央方向に伸長する傾向が強まっている。

本章では、市街地に隣接する大河川である阿賀野川河口部を対象に、河口砂州のフラッシュと砂州地形の形成に関する数値計算を実施し、計算結果の検証を行う。2.3 節では、阿賀野川河口部における出水時の河口砂州のフラッシュについて数値計算による再現を試み、河口部の地形変化の状況を確認するとともに、河口砂州の堰上げ効果による河道内水位の上昇とフラッシュによる水位低下の状況を治水安全の面から検討する。2.4 節では、阿賀野川河口部での河川流と波浪の相互作用による河口砂州地形の形成について数値計算による検討を行うとともにその再現を試みる。

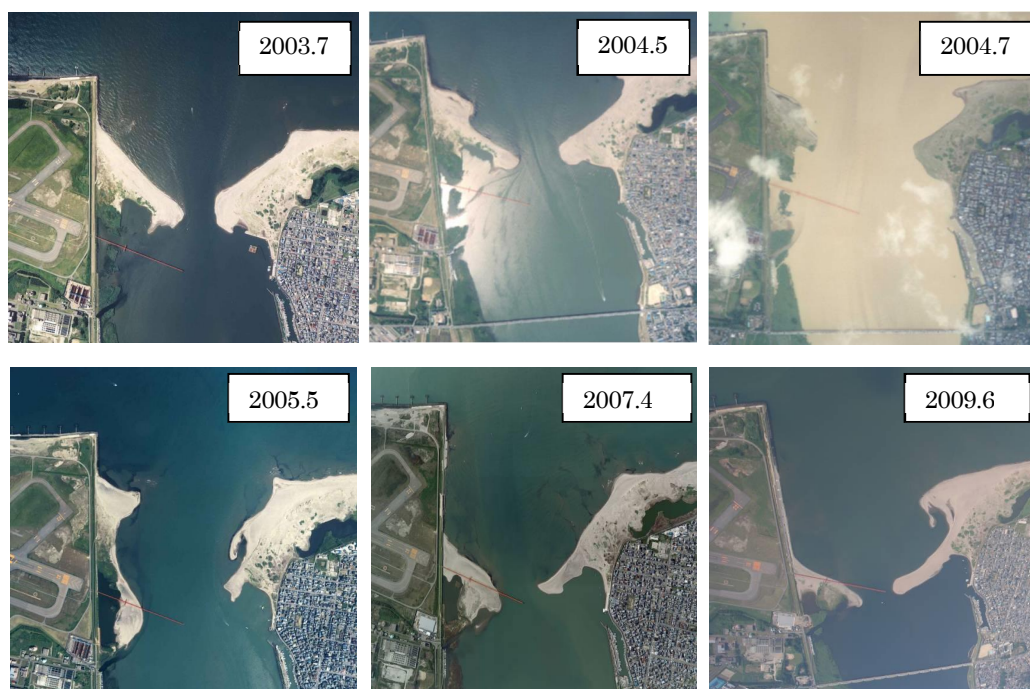


図-2.1 阿賀野川河口部の砂州形状

2. 2 阿賀野川河口砂州の変動状況

細山田(2010)は、1947年(昭和22年)から1996年(平成8年)までの阿賀野川河口の航空写真を基に長期的な河口地形の解析を行っており、新潟海岸において一般的に見られるように汀線の位置が年々後退していく様子を確認している。図-2.2は経年的に取得された航空写真から求めた河口地形の長期的変化を示している。1947年より1966年までは、河口砂州が右岸側からのみ伸張する偏流型であり、右岸から伸張した砂州が1961年、1964年に崩壊している。1964年の砂州の崩壊は新潟地震によるものであり、1967年以降は兩岸側から伸張する直流型に変化し、現在に至っている。この変化は1964年の新潟地震後の護岸整備と1966年の集中豪雨に伴う河口部の築堤、護岸整備工事、河口部周辺の改修工事など構造物の設置による漂砂、掃流砂の変化の影響と考えられる。その後は河口砂州が年々上流側に移動し、開口幅も狭くなる傾向となっている。なお、このような河口砂州の戦後から今日に至るまでの経年変化について上流のダム建設の経年変化と対比して検討されているものの、その有意な影響は見出されていない。平成16年には7月の新潟・福島豪雨災害によって大規模な出水を生じたが、阿賀野川では堤防決壊などの大災害を生じることはなかった。豪雨時の出水においては、河口砂州がフラッシュされたことによって、砂州の堰上げ効果による河川水位上昇が緩和されるとともに、河口から放出された土砂が沖合に堆積し河口テラスを形成した(細山田ら、2007)。近年の阿賀野川河口部では、平成19、20年において河口砂州の位置が河川上流方向に移動したことにより、それに伴う波浪の河口内部への侵入が生じ、河口左岸(新潟空港滑走路側)の護岸が決壊した。

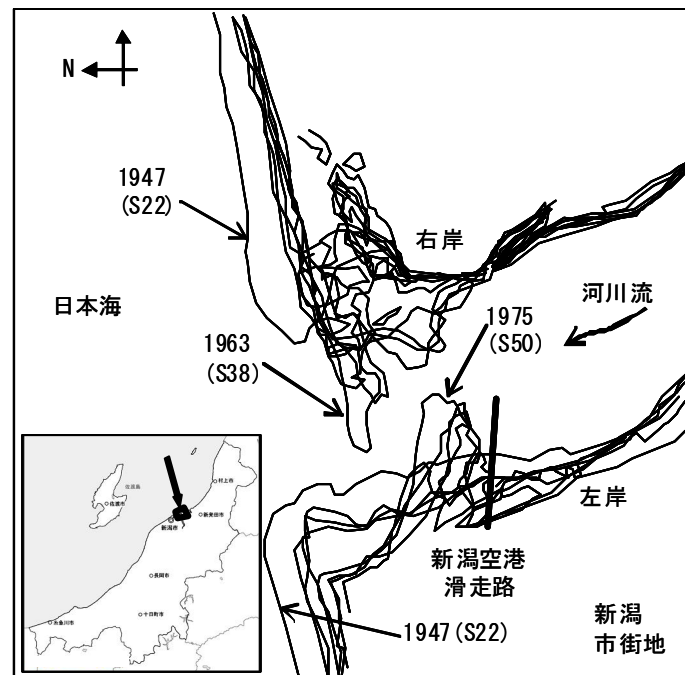


図-2.2 阿賀野川の河口砂州地形の経年変化

1947(S22)～1996(H8)までの8年分の航空写真より計測

2. 3 河口砂州のフラッシュに関する数値解析

2. 3. 1 数値解析法

(1) 基礎方程式

河口砂州のフラッシュに関する数値解析においては、水深方向に平均化した平面2次元モデルを用いて、流れと砂移動の計算を行った。流れの計算においては、河川の水位変動と流速分布を表現するために連続式(式(2.1)), 浅水波近似を用いた運動方程式(式(2.2), (2.3))を使用した。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial uM}{\partial x} + \frac{\partial vM}{\partial y} = -gh \frac{\partial(z_b + h)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(-\overline{u'^2} h \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(-\overline{u'v'} h \right) \quad (2.2)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial uN}{\partial x} + \frac{\partial vN}{\partial y} = -gh \frac{\partial(z_b + h)}{\partial x} - \frac{\tau_{by}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(-\overline{u'v'} h \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(-\overline{v'^2} h \right) \quad (2.3)$$

ここに、 t は時間、 x, y は空間座標、 u, v は x, y 方向の水深平均流速、 M, N は x, y 方向の流量フラックス、 g は重力加速度、 h は水深、 ρ は水の密度、 z_b は河床高、 τ_{bx}, τ_{by} は底面せん断応力成分、 $-\overline{u'^2}, -\overline{u'v'}, -\overline{v'^2}$ は x, y 座標での水深平均Reynolds応力である。なお、水深平均Reynolds応力は次式で算出した。

$$\begin{aligned} -\overline{u'^2} &= 2D_h \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) - \frac{2}{3}k \\ -\overline{u'v'} &= D_h \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \\ -\overline{v'^2} &= 2D_h \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right) - \frac{2}{3}k \end{aligned} \quad (2.4)$$

ここに、 D_h は渦動粘性係数、 k は水深平均乱れエネルギーであり、摩擦速度 u_* を用いて次式で表される。

$$D_h = \alpha h u_* \quad , \quad k = 2.07 u_*^2 \quad (2.5)$$

ここに、 α は渦動粘性係数に関する定数である。

底面せん断応力と摩擦速度は、Manning の粗度係数 n に関連付けて、次式より算出する。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}}, \quad \tau_{by} = \frac{\rho g n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (2.6)$$

$$\tau_b = \sqrt{\tau_{bx}^2 + \tau_{by}^2}, \quad u_* = \sqrt{\tau_b / \rho} \quad (2.7)$$

さらに、複雑な実河川形状に適用するためここでの解析においては、計算格子を一般座標系で構成することとし、上述した流れの計算における基礎方程式を一般座標系に変換した式（式(2.8), (2.9), (2.10)）を用いた（長田, 1999 : 細田ら, 1995）。

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{h}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{Uh}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{Vh}{J} \right) = 0 \quad (2.8)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q^\xi}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{UQ^\xi}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{VQ^\xi}{J} \right) - \frac{M}{J} \left(U \frac{\partial \xi_x}{\partial \xi} + V \frac{\partial \xi_x}{\partial \eta} \right) - \frac{N}{J} \left(U \frac{\partial \xi_y}{\partial \xi} + V \frac{\partial \xi_y}{\partial \eta} \right) \\ &= -gh \left(\frac{\xi_x^2 + \xi_y^2}{J} \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + \frac{\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y}{J} \frac{\partial z_s}{\partial \eta} \right) - \frac{\tau_b^\xi}{\rho J} + \frac{\xi_x^2}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(-\overline{u'^2} h \right) \\ & \quad + \frac{\xi_x \eta_x}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} \left(-\overline{u'^2} h \right) + \frac{\xi_y^2}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(-\overline{v'^2} h \right) + \frac{\xi_y \eta_y}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} \left(-\overline{v'^2} h \right) \\ & \quad + \frac{\xi_x \eta_y + \xi_y \eta_x}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} \left(-\overline{u'v'} h \right) + \frac{2\xi_x \eta_y}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(-\overline{u'v'} h \right) \end{aligned} \quad (2.9)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q^\eta}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{UQ^\eta}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{VQ^\eta}{J} \right) - \frac{M}{J} \left(U \frac{\partial \eta_x}{\partial \xi} + V \frac{\partial \eta_x}{\partial \eta} \right) - \frac{N}{J} \left(U \frac{\partial \eta_y}{\partial \xi} + V \frac{\partial \eta_y}{\partial \eta} \right) \\ &= -gh \left(\frac{\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y}{J} \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + \frac{\eta_x^2 + \eta_y^2}{J} \frac{\partial z_s}{\partial \eta} \right) - \frac{\tau_b^\eta}{\rho J} + \frac{\xi_x \eta_x}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(-\overline{u'^2} h \right) \\ & \quad + \frac{\eta_x^2}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} \left(-\overline{u'^2} h \right) + \frac{\xi_y \eta_y}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(-\overline{v'^2} h \right) + \frac{\eta_y^2}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} \left(-\overline{v'^2} h \right) \\ & \quad + \frac{\xi_x \eta_y + \xi_y \eta_x}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(-\overline{u'v'} h \right) + \frac{2\xi_x \eta_y}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} \left(-\overline{u'v'} h \right) \end{aligned} \quad (2.10)$$

ここに、 t は時間、 x, y はデカルト座標系による空間座標、 ξ, η は一般座標系による空間座標、 $\xi_x, \eta_x, \xi_y, \eta_y$ は座標変換メトリックス、 J は座標変換ヤコビアン、 u, v は x, y 方向の

第2章 河口流と河口砂州

水深平均流速, U , V , Q^ξ , Q^η は流速および線流量の一般曲線座標の反変成分, g は重力加速度, h は水深, ρ は水の密度, z_s は基準面からの水位, τ^ξ , τ^η は底面せん断応力の反変成分である.

河床変動には掃流砂および浮遊砂の既往の理論を用いた. 掃流砂量は, Meyer-Peter and Müller による無次元掃流砂量式 (式(2.11)) を用いて式(2.12)によって算出した.

$$q_B^* = 8.0 \times (\tau^*)^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_c^*}{\tau^*} \right)^{3/2} \quad (2.11)$$

$$q_B = q_B^* \sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) g d^3} \quad (2.12)$$

ここに, τ^* は無次元掃流力 (式(2.13)) であり, τ_c^* は無次元限界掃流力である. 無次元限界掃流力の算定には, 単一粒径の砂での岩垣による実験式を用いた.

$$\tau^* = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho)gd} \quad (2.13)$$

ここに, ρ_s は砂の密度である. 浮遊砂については, 浮遊砂濃度の移流拡散方程式を水深方向に平均化した浮遊砂濃度に関する浅水流方程式 (式(2.14)) を用いて水深平均濃度を算出し, 基準点濃度を算出した. 河床変動量は, 掃流砂および浮遊砂について算出した掃流砂量, 基準面濃度, 砂の巻き上げ速度を土砂の連続式 (式(2.15)) に代入して求め, フラッシュされる土砂の移動を表現した.

$$h \left(\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} + v \frac{\partial C}{\partial y} \right) = - \frac{h w_0^2}{\varepsilon_{sz}} C + w_0 E_s + \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon_{sx} \frac{\partial Ch}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon_{sy} \frac{\partial Ch}{\partial y} \right) \quad (2.14)$$

$$(1 - \lambda) \frac{\partial z_b}{\partial t} = - \left(\frac{\partial q_{Bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{By}}{\partial y} \right) + w_0 (C_a - E_s) \quad (2.15)$$

ここに, c は土砂の水深平均濃度, w_0 は砂粒子の最終沈降速度, ε_{sx} , ε_{sy} , ε_{sz} は x , y , z 方向の砂の濃度拡散係数, λ は砂の空隙率, q_{Bx} , q_{By} は x , y 方向の掃流砂量成分, C_a は基準点濃度, E_s は無次元の砂の巻き上げ速度である. 土砂の水深平均濃度と基準点濃度の間には以下の関係式 (式(2.16)) が成り立つ. また, 無次元の砂の巻き上げ速度は, その値が平衡状態の基準点濃度と等しいとして層平均の掃流砂濃度で導かれる Einstein 式 (式(2.17)) を用いた.

$$C = C_a \frac{\varepsilon_{sz}}{hw_0} \left[1 - \exp\left(-\frac{hw_0}{\varepsilon_{sz}}\right) \right] \approx C_a \frac{\varepsilon_{sz}}{hw_0} \quad (2.16)$$

$$E_s = C_{ae} = \frac{q_B}{(11.6u^*)(2d)} \quad (2.17)$$

河床変動の基礎方程式 (式(2.14), (2.15)) においても, 流れの基礎方程式と同様に一般座標系に変換し, 式(2.18), (2.19)を用いて数値計算を行った.

$$\begin{aligned} h \left\{ \frac{\partial c}{\partial t} + u \left(\xi_x \frac{\partial c}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial c}{\partial \eta} \right) + v \left(\xi_y \frac{\partial c}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial c}{\partial \eta} \right) \right\} &= -\frac{hw_0^2}{\varepsilon_{sz}} c + w_0 E_s \\ + \xi_x \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\varepsilon_{sx} \xi_x \frac{\partial ch}{\partial \xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\varepsilon_{sx} \eta_x \frac{\partial ch}{\partial \eta} \right) \right\} &+ \eta_x \left\{ \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\varepsilon_{sx} \xi_x \frac{\partial ch}{\partial \xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\varepsilon_{sx} \eta_x \frac{\partial ch}{\partial \eta} \right) \right\} \\ + \xi_y \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\varepsilon_{sy} \xi_y \frac{\partial ch}{\partial \xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\varepsilon_{sy} \eta_y \frac{\partial ch}{\partial \eta} \right) \right\} &+ \eta_y \left\{ \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\varepsilon_{sy} \xi_y \frac{\partial ch}{\partial \xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\varepsilon_{sy} \eta_y \frac{\partial ch}{\partial \eta} \right) \right\} \end{aligned} \quad (2.18)$$

$$(1-\lambda) \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z_b}{J} \right) = - \left(\frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{q_{B\xi}}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{q_{B\eta}}{J} \right) \right) + w_0 \times (C_a - E_s) \quad (2.19)$$

ここに, $q_{B\xi}$, $q_{B\eta}$ は掃流砂量ベクトルの反変成分である.

(2) 計算アルゴリズム

図-2.3に河口砂州のフラッシュに関する数値解析における計算のフローチャートを示す. まず, 河床地形, 初期水位, 河床材料の粒径などの初期条件および各種パラメーターを設定する. 上, 下流端の境界条件として, 上流端には計算領域に流入する流量を観測データのハイドログラフを基に時系列データとして与え, 下流端の河口沖合に設定した境界には潮位を与えて自由流出とした. 次に, 流れの計算により流速および掃流力を算出し, 掃流砂, 浮遊砂の計算から地形変動量を求め, 河床地形を更新する. 以上の計算過程を時間ステップ毎に繰り返すことによって, 河口砂州地形の変化が時々刻々と計算される.

これらのアルゴリズムの中には今のところ砂の安息角等を用いた側岸侵食のような現象を含んでいない. 砂州の地形変化において側岸侵食は少なからぬ影響を与えており, 今後十分に検討していく必要がある. フラッシュ現象について, ここで示したように掃流砂と浮遊砂の総和としてのみで表現しきれるとは考えにくく, 底面上での砂の巻き上げフラックス評価式の適用限界や特性が結果に大きく結果に影響する場合もあり, それらの点についてもさらなる検討が必要である.



図-2.3 計算のフローチャート

(3) 計算条件

図-2.4は河床高コンター(2000年2月測深)と生成された計算格子を示す。計算領域は、阿賀野川河口を含む約 5 km の区間とし下流端部は流下した河川水の影響が上流部に及ばないよう、十分広い海域を確保した。座標系は平面2次元一般曲線座標系とし、格子は流下方向に72格子、横断方向に15格子とした。計算格子は、河川堤防の上下流端の座標値を境界条件としたラプラス方程式を解くことによって発生させた。計算領域は陸上部も含まれているが、本計算には水の遡上が含まれており、水位上昇に伴う没水域の発生と減水時の底面の露出を評価することができる。

図-2.5に2002年台風6号における横越観測所での観測流量時系列データと新潟西港での観測潮位時系列データを示す。本数値解析においては、上流端に横越観測所での観測流量を与え、下流端に新潟西港で観測された潮位を補正した水位を与えた。なお、下流端の海側境界における流速の境界条件は自由流出とした。

本研究では、計算結果と実現象との乖離を防ぐため、下流端の境界条件として新潟西港で観測された潮位を補正した水位を与えている。潮位の補正值は、松ヶ崎水位観測所(図-2.4に位置を表示)で測定された実測の水位時系列データと観測所地点における計算結果の水位時系列データを比較し、両者のデータが一致するように試行を重ねたうえで+25 cmと決定した。図-2.6に松ヶ崎水位観測所地点における実測の水位時系列データと下流端の境界条件

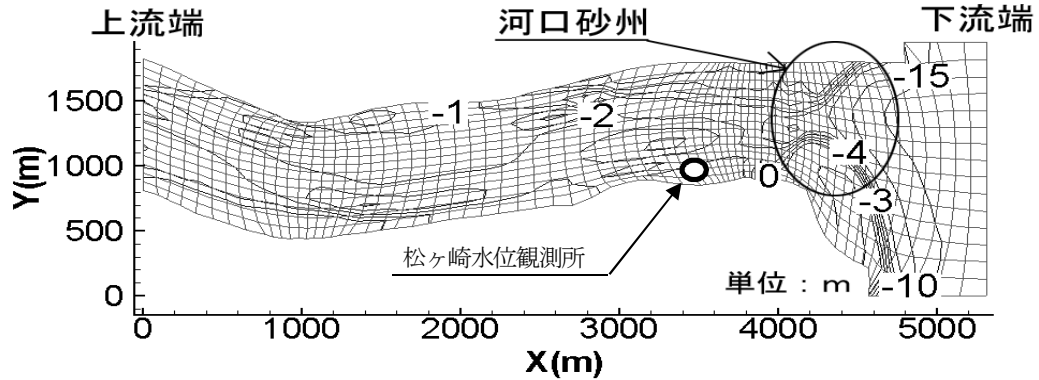


図-2.4 計算格子の配置と地形標高

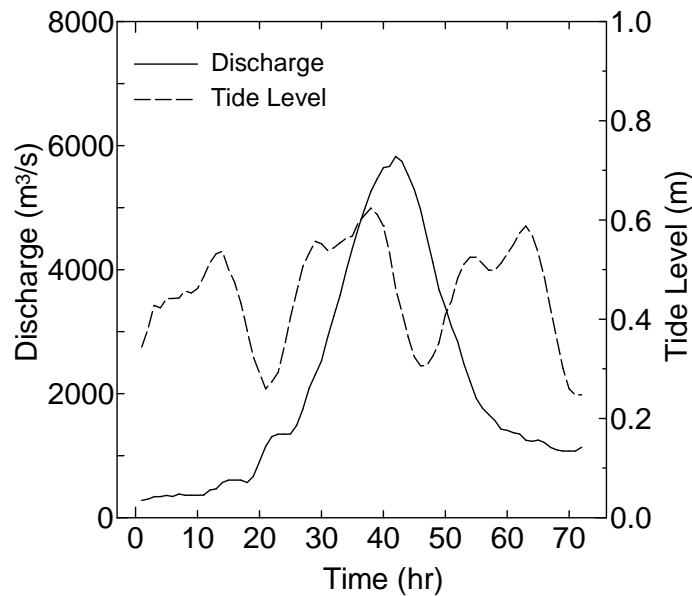


図-2.5 下流および上流端の境界条件

として新潟西港で観測された潮位を+25 cm 補正した水位を与えて計算した水位時系列の計算結果を示す。

計算領域の初期地形データは、2002年台風6号の出水以前に計測された2000年2月の測深データを用いた。また、計算時間は、横越観測所での観測流量の変動の状況から 71 時間とし、計算時間の刻み幅をクーラン数の試算から 0.1 s とした。なお、計算に用いたManningの粗度係数は、全計算領域で同一の $0.032 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ とし、河床材料は単一粒径で 0.25 mm とした。表-2.1に計算条件を示す。計算においては、フラッシュ現象を含まない固定床のケースと、フラッシュ現象を想定し掃流砂と浮遊砂による移動床を計算するケースについておこなった。

第2章 河口流と河口砂州

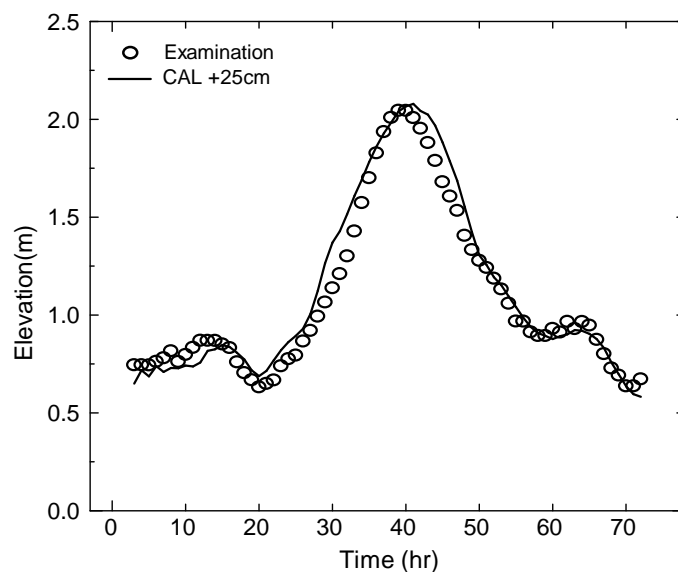


図-2.6 計算および実測の水位時系列の比較

表-2.1 計算条件

初期地形データ		2000年2月測深
計算時間	計算間隔 Δt	0.1 s
	計算時間 t_{end}	255600 s (71 hr)
格子数	流下方向	72 格子
	横断方向	15 格子
境界条件	平成14年台風6号 (2002年7月10日)	
	上流端	横越観測所 流量
	下流端	新潟西港潮位+25cm 自由流出
Manningの粗度係数		0.032 $\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$
河床材料の粒径		0.25 mm
移動床の計算		有 無

2. 3. 2 計算結果の検証

(1) フラッシュの有無による計算結果の比較

図-2.7にピーク流量時の河口部における流速ベクトル分布を示す. 上側の図は固定床すなわちフラッシュが無いケースであり, 下側の図は移動床すなわちフラッシュを含むケースである. フラッシュが無いケースは, 流量に対して十分な河積が確保できず, 砂州によるせき上げが生じている. そのため, 砂州上への河川水の乗り上げがみられ, 水域部が多くなっている. さらに, フラッシュが無いケースは, フラッシュを含むケースに比べて河口での河積

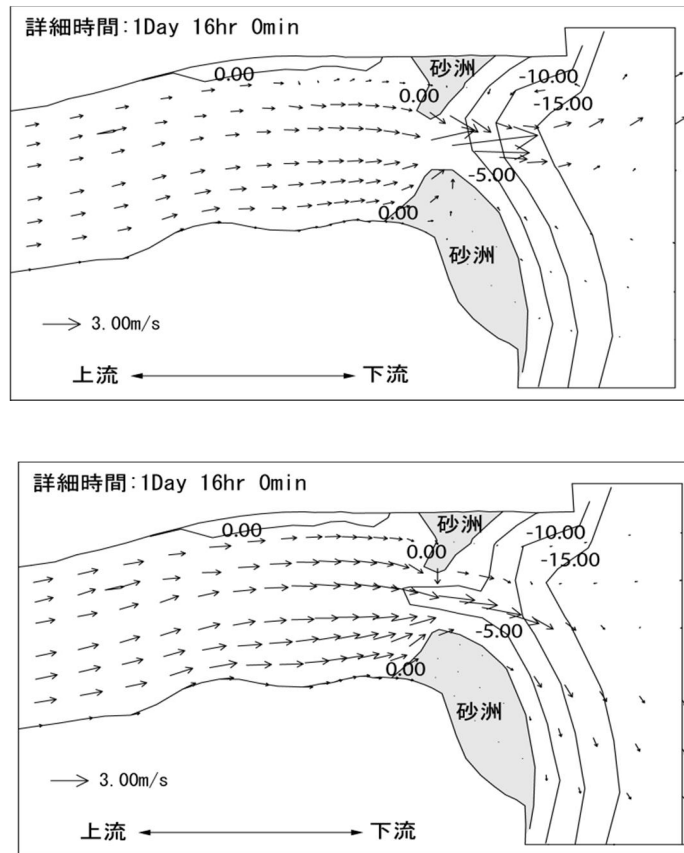


図-2.7 河口付近の流速ベクトルの分布
上段：固定床 下段：移動床（フラッシュあり）

が小さいので、河口部の流速が大きくなっている。つまり、フラッシュを含むケースは、無いケースに比べて河口での河積がより多く得られるので、河口部の流速が小さくなっている。また、砂州による堰上げ効果も低減しているため、河道内部の流速が大きくなっている。砂州の最狭部からやや上流側付近では、流速ベクトルが右岸側で大きくなっている。

図-2.8は、河道中心線における河床高および水位の縦断方向分布についてフラッシュの有無を比較して示している。各図の左側が上流である。点線が移動床（フラッシュを含むケース）、実線は固定床（フラッシュが無いケース）を表している。各図中には右岸側堤防標高（一点鎖線）もあわせて示している。上段から下段方向に時間が5時間ずつ経過している。図中最上段（経過時間 1day 5 hr）のときにはまだ地形の変化が生じていないため、フラッシュするケースとしないケースに水位の違いは見られない。しかし、時間の経過とともに流量が増大し、流量ピーク前後の図中2段目（経過時間 1day 15 hr）、3段目（経過時間 1day 20 hr）では、フラッシュするケースにおいて河口部河床が大きく低下し、やや下流側に堆積が生じている。フラッシュが無い固定床のケースでは、砂州による堰上げ効果により計算領域の上流端にまで達する水位上昇が確認できる。また、フラッシュしないケースの水位は、河口部において堤防天端高とほぼ同じ高さまで上昇していることが分かる。砂州

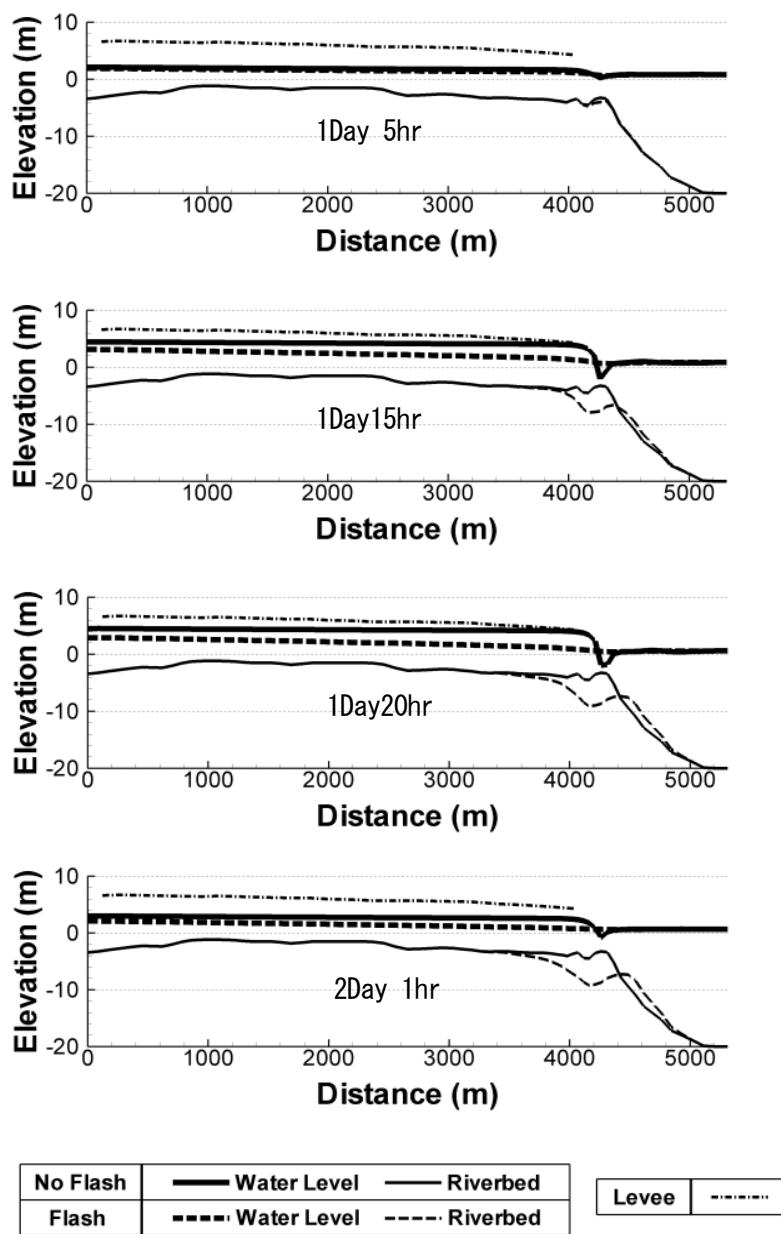


図-2.8 水位，河床標高の時間変化と堤防標高

のフラッシュの有無による河口部での水位差は，最大で約 2 m となった．両ケースにおける水位差は，河口付近で最大となっており，上流に向かうにつれて減少している．なお，さらに時間が経過し，流量が減少する図中最下段（経過時間 2day 1 hr）のときには，両ケースの水位差も小さくなっている．本解析の結果から，砂州のフラッシュが無いケースにおいては，河口部の堤防天端高と同等の高さまで水位が上昇し，氾濫の危険性を生じる結果となったが，砂州のフラッシュを含むケースでは，流量ピーク時に約 2 m の水位低下が期待できる結果となった．

(2) 河口横断面積変化の再現結果

図-2.9に、フラッシュを含むケースによる2つの時刻での河床地形変動の鳥瞰図および河口の横断面図を示す。鳥瞰図では右上が上流、左下が河口である。左側の図は流量がピークを迎える前（経過時間 1day 1 hr）の時刻の河床地形であり、左側の図は流量がピークを迎えた後（経過時間 2day 1 hr）の時刻の河床地形である。図-2.9の下部に示した横断面図には、移動床のケースと固定床のケースの河床高と水位についての計算結果を示している。図中の実線は固定床のケースの計算結果であり、点線は移動床のケースの計算結果である。これらの図から、河口開口部の河床が大きく洗掘されていることが確認できる。計算結果においては、流量が増加するにつれて特に右岸側の砂州先端が浸食されて開口部の幅が広がるように地形が変化する。その後、さらに流量が増大するとともに開口部河床が洗掘されて河積が増大する。浸食、洗掘された砂は、砂州のやや海側に河口テラスを形成していく。このようなフラッシュの非対称性は、図-2.7（下段）に示した流れのベクトル図において右岸側で流速が大きい結果と対応している。

図-2.10に台風6号の通過後（2002年8月）に現地計測された河口地形と計算によって得られた河口地形の断面図を示す。現地計測の結果と計算結果を比較すると、現地計測では河道中央部の局所的な深掘れが現れており、計算結果はそれよりもやや右岸側での河床低下が顕著となっている。両者に違いが生じた理由としては、本計算のアルゴリズムに側岸浸食が含まれていないことや、河道中央の深掘れを表現するには計算の格子サイズが大きすぎたためと考えられる。ただし、地形変化が終了した後の図の点線以下の河道の断面積は、現地計測が2145 m²、計算結果が2185 m²となり、両者はほぼ一致している。

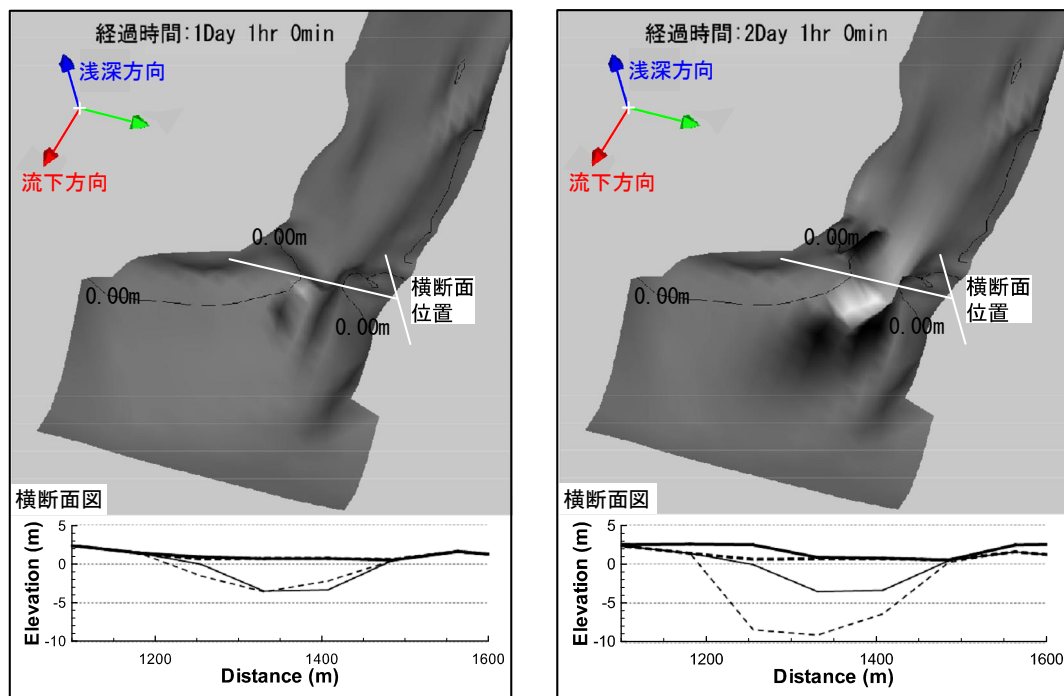


図-2.9 地形変化の鳥瞰図と河床、水位の横断分布

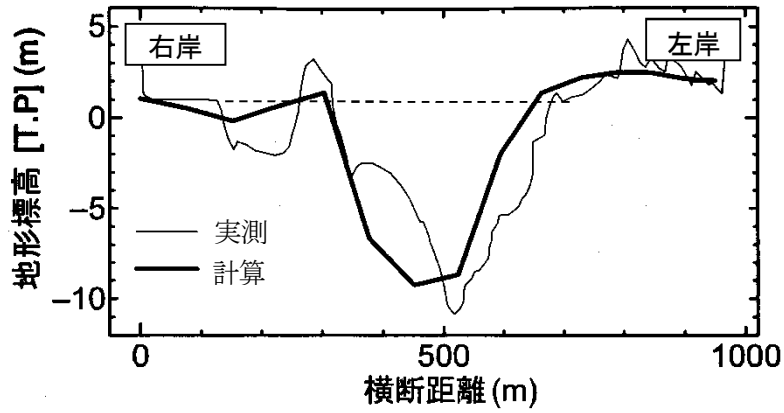


図-2.10 洪水後の河口断面形状の計算結果と現地計測の比較
河口から上流方向を望んだ断面

2. 4 砂州地形の形成に関する数値解析

2. 4. 1 数値解析法

(1) 基礎方程式

砂州地形の形成に関する数値解析においては、平面2次元の修正ブシネスク方程式を用い、波と流れ、河川流、それに伴う土砂の移動と地形計算を行った。平面2次元の波浪場における基礎方程式は、連続式(式(2.20))と運動方程式である修正ブシネスク方程式(式(2.21)、(2.22))である。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = 0 \quad (2.20)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q_x^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{Q_x Q_y}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + MD_x + \tau_x \\ = \left(B + \frac{1}{3} \right) h^2 \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 Q_x}{\partial t \partial x} + \frac{\partial^2 Q_y}{\partial t \partial y} \right) + Bgh^3 \left(\frac{\partial^3 \eta}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 \eta}{\partial x \partial y^2} \right) \end{aligned} \quad (2.21)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q_x Q_y}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{Q_y^2}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} + MD_y + \tau_y \\ = \left(B + \frac{1}{3} \right) h^2 \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 Q_x}{\partial t \partial x} + \frac{\partial^2 Q_y}{\partial t \partial y} \right) + Bgh^3 \left(\frac{\partial^3 \eta}{\partial y^3} + \frac{\partial^3 \eta}{\partial y \partial x^2} \right) \end{aligned} \quad (2.22)$$

ここに、 t は時間、 x, y は空間座標、 Q_x, Q_y は x, y 方向の線流量、 η は水面変動量、水深平均流速、 MD_x, MD_y は x, y 方向の碎波による運動量減衰項、 τ_x, τ_y は x, y 方向の海底面における摩擦応力、 g は重力加速度、 D は静水深、 B はブシネスク方程式の定数 ($=1/21$)、 h は全水深である。運動量減衰項は次式で算出した。

$$MD_x = -\nu_e \left(\frac{\partial^2 Q_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 Q_x}{\partial y^2} \right) \quad , \quad MD_y = -\nu_e \left(\frac{\partial^2 Q_y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 Q_y}{\partial y^2} \right) \quad (2.23)$$

ここに、 ν_e は渦動粘性係数であり、碎波帯では式(2.24)、碎波帯以外では式(2.25)を用いる。

$$\nu_e = \frac{gd}{\sigma^2} f_D = \frac{\alpha_D s g d}{\sigma^2} \sqrt{\frac{g}{d} \frac{\check{Q} - Q_r}{Q_s - Q_r}} \quad (2.24)$$

$$\nu_e = 8.0 \times 10^{-4} \sqrt{gd} \frac{d}{s} \quad (2.25)$$

ここに、 σ は角周波数、 f_D は碎波減衰係数、 α_D は碎波帯で 2.5 となる係数、 s は海底勾配、 d は平均水深、 \check{Q} は線流量の振幅であり、 Q_s, Q_r は式(2.26)、(2.27)で算出される。碎波の判定は、式(2.24)の平方根の中の値が正となる場合には碎波帯とし、負となる場合には碎波帯以外とする。

$$Q_s = 0.4 \times (0.75 + 5.3s) \sqrt{gd^3} \quad (2.26)$$

$$Q_r = 0.135 \sqrt{gd^3} \quad (2.27)$$

さらに、海底面における摩擦応力は次式で算出した。

$$\tau_x = \frac{\rho g n^2 U \sqrt{U^2 + V^2}}{h^{1/3}} \quad , \quad \tau_y = \frac{\rho g n^2 V \sqrt{U^2 + V^2}}{h^{1/3}} \quad (2.28)$$

ここに、 ρ は水の密度、 n は Manning の粗度係数、 U, V は x, y 方向の断面平均流速である。

波浪場や流れ場における地形変化は、海浜流およびその底面流速が直接的に影響を及ぼしている。本解析では海浜流の底面流速算定式を、抵抗則であるバルク公式 (式(2.29)) と Manning 式 (式(2.28)) の 2 式から誘導した式(2.30)から求める方法と、微小振幅波理論に基づいた伝達関数を用いた式(2.31) から求めた方法の 2 つの方法を用いて検討を行った。

第2章 河口流と河口砂州

$$\tau_x = \rho f_c u_b^2, \quad \tau_y = \rho f_c v_b^2 \quad (2.29)$$

$$u_b = \sqrt{\frac{gn^2/h^{1/3}}{f_c}} \times U, \quad v_b = \sqrt{\frac{gn^2/h^{1/3}}{f_c}} \times V \quad (2.30)$$

$$u_b = \alpha \times U, \quad v_b = \alpha \times V \quad (2.31)$$

ここに、 f_c は海底摩擦係数である。 α は微小振幅波による伝達関数であり、波数 k を用いて以下の式で算出される。

$$\alpha = \frac{kh}{\sinh kh} \quad (2.32)$$

地形変化については、以上の式により算出された海浜流の底面流速を用い、Bailard のモデル (Bailard, 1981) を適用し、局所漂砂量である掃流砂量 (式 (2.33)), 浮遊砂量 (式 (2.34)) の和によって体積漂砂量 (式 (2.35)) とその分布を求めた。

$$\vec{q}_B = \frac{C_f \varepsilon_B}{(\rho_s / \rho - 1) g \tan \phi} \left(\vec{u}_b |\vec{u}_b|^2 - \frac{s}{\tan \phi} |\vec{u}_b|^3 \vec{i} \right) \quad (2.33)$$

$$\vec{q}_S = \frac{C_f \varepsilon_S}{(\rho_s / \rho - 1) g w_s} \left(\vec{u}_b |\vec{u}_b|^3 - \frac{\varepsilon_S}{w_s} s |\vec{u}_b|^5 \vec{i} \right) \quad (2.34)$$

$$\vec{q} = \vec{q}_B + \vec{q}_S \quad (2.35)$$

ここに、 q_B , q_S はそれぞれ掃流砂量、浮遊砂量、 ρ_s , ρ はそれぞれ底質および水の密度、 C_f は抗力係数、 ϕ は底質の内部摩擦角、 w_s は底質の沈降速度、 ε_B , ε_S はそれぞれ掃流砂、浮遊砂に対する無次元定数、 u_b は海浜流底面流速である。上記に示した式によって求められた体積漂砂量を局所的な勾配の影響を考慮した修正式 (式 (2.36)) によって修正し、底質の連続式 (式 (2.37)) で地形変化の計算を行った。

$$\vec{q}_m = \vec{q} + \varepsilon |\vec{q}| \nabla \cdot \vec{z}_b \quad (2.36)$$

$$\frac{\partial \vec{z}_b}{\partial t} = -\frac{1}{1-\lambda} \nabla \cdot \vec{q}_m \quad (2.37)$$

ここに、 q_m は局所漂砂量、 λ は底質の空隙率、 z_b は地盤標高、 ε は局所的な勾配の影響を表す係数である。

(2) 計算アルゴリズム

図-2.11 に砂州地形の形成に関する数値解析における計算アルゴリズムの概略図を示す。まず、入射波条件として有義波高、有義波周期、主波向、風速、吹送距離などを与え、Bretschneider-光易型周波数スペクトルと光易型の方向分布関数から方向スペクトルを算出し、計算領域の造波境界に与える多方向不規則波の時系列データを作成する(細山田, 2005)。波浪場の計算においては、初期条件として初期地形データ、河川流出量などを与え、造波境界に多方向不規則波の時系列データを用いて修正ブシネスク方程式により断面平均流速を算出する。海浜流場の計算を断面平均流速により行い底面流速を算出し、底質移動および海底地形変化を計算する。波動場の計算以降の過程を時間ステップ毎に繰り返すことによって砂州地形の変化が時々刻々と計算される。

砂州地形の変化は、主に砂州上に水が乗りあがることによって引き起こされるため、遡上波も計算アルゴリズムに導入した。

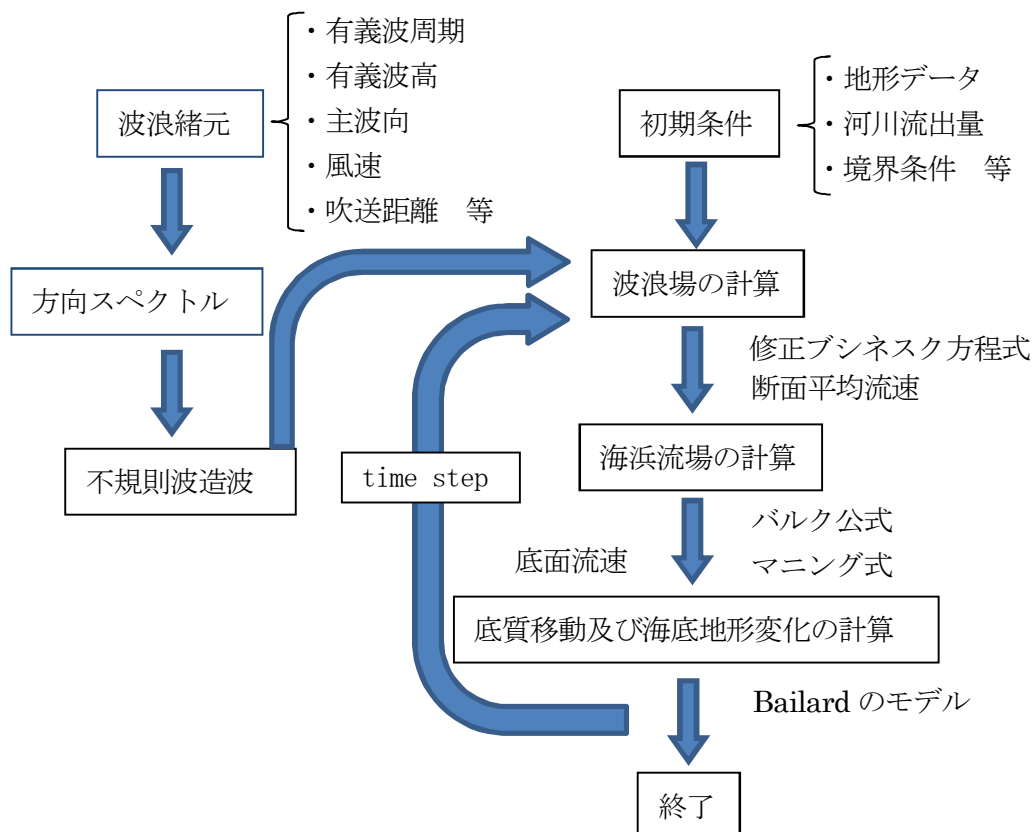


図-2.11 計算アルゴリズムの概略図

第2章 河口流と河口砂州

(3) 計算条件

図-2.12 に阿賀野川河口における 1978 年 10 月の等深浅図を示す。阿賀野川では、1978 年 6 月 26 日に発生した大洪水によって河口部の砂州が大きくフラッシュされた。図-2.12 は大洪水出水後の地形図であり、河口部の砂州が流出して河口テラスを形成した状態である。本解析ではこの出水直後の地形図から計算格子上の地形標高を作成し、計算の初期地形として利用した。計算領域は、岸沖方向、沿岸方向共に 2800 m の領域を格子幅 $dx, dy = 14m$ の正方格子で覆い、沖側に造波境界を設置した。計算時間は最も長く計算したケースで 20 日間とし、計算時間の刻み幅は 0.1 s とした。計算結果の検証は、風速を 5 m/s、吹奏距離を 50 km とし、波浪条件や河川流量等の条件を変化させて行った。

表-2.2 に基礎方程式中に含まれる各種パラメーターの設定値を示す。

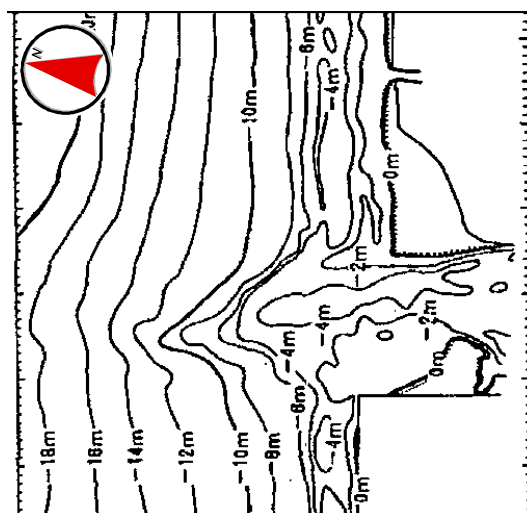


図-2.12 初期地形
(1978 年 10 月の等深浅図)

表-2.2 基礎方程式中のパラメーター設定値

パラメーター名	設定値	パラメーター名	設定値
分散項の補正係数 B	1/21	浮遊砂に対する係数 ε_s	0.025
底面摩擦係数 f_c	0.0026	底質の内部摩擦角 $\tan \phi$	0.52
碎波減衰の係数 α_D	2.5	海底勾配単位ベクトル i	0.3
マンニングの粗度係数 n	0.017	底質の沈降速度 w_s	0.005 m/s
底質の抵抗係数 C_f	0.01	局所的な勾配の影響係数 ε	0.5
掃流砂に対する係数 ε_B	0.13	空隙率 λ	0.4

2. 4. 2 計算結果の検証

(1) 入力条件と計算結果

入力条件に対する河口地形変化についての検証として、河川流量、有義波高、主波向を変化させ計算を行った。河川流量については、河川上流端に53格子(742 m)の流入境界を設定し、境界条件に線流量を与えて解析した。また、波向については、阿賀野川河口がほぼ北向きであるため、北寄りの波(N)を主波向 0° (直角入射)とした。なお、計算結果の検証は、波の作用開始から120時間(5日)後の計算地形を比較した。

河川流量の違いによる河口地形の変化について、表-2.3および図-2.13に計算条件と計算結果を示す。河川流量の違いとして、流入境界に与える線流量は 0.1 , 0.5 , $1.0 \text{ m}^2/\text{s}$ (流量に換算すると 74.2 , 371 , $742 \text{ m}^3/\text{s}$)の3つのケースを設定した。その他の条件は、有義波高を 3 m 、有義波周期を 9 s 、主波向を 45° とした。河川流量として設定した値の線流量 $0.1 \text{ m}^2/\text{s}$ (流量 $74.2 \text{ m}^3/\text{s}$)は阿賀野川の馬下地点における最小流量相当であり、線流量 $0.5 \text{ m}^2/\text{s}$ (流量 $371 \text{ m}^3/\text{s}$)は年平均流量相当である。図-2.13による比較から、流量が少ない場合に左岸の河口砂州の形成が顕著であり、河川流量の増大にともなって左岸の砂州が形成されにくくなることが表現されている。また、流量の多いCaseⅢ(年平均流量の約2倍)においては、河川中央部から右岸にかけて河床が低下しており、河床の土砂が河川流によって沖側に輸送されている。以上の結果から、本解析では河川流が河口砂州の形成を阻むという常識的な解釈が矛盾なく表現できている。

有義波高の違いによる河口地形の変化について、表-2.4および図-2.14に計算条件と計算結果を示す。有義波高の違いとして、 1 , 2 , 4 m の3つのケースを設定した。その他の条件は、河川流量を $371 \text{ m}^3/\text{s}$ 、有義波周期を 9 s 、主波向を 45° とした。図-2.14による比較から、有義波高が 1 m , 2 m のケースでは左岸の河口砂州の形成が明瞭である。しかし、有義波高が 4 m のCase Cでは左岸の砂州が形成されにくくなることが表現されている。この原因として、有義波高の高い場合には河口内部への波の進入が大きくなり、更に上流方向に向かって土砂が移動していることが考えられる。

主波向の違いによる河口地形の変化について、表-2.5および図-2.15に計算条件と計算結果を示す。主波向の違いとして、 0° (直角入射)と右回りに 30° , 45° の3つのケースを設定した。その他の条件は、河川流量を $371 \text{ m}^3/\text{s}$ 、有義波高を 3 m 、有義波周期を 9 s とした。図-2.15による比較から、主波向が 0° (直角入射), 30° , 45° の3つのケースにおいて左岸の砂州の形成に著しい違いは生じていない。なお、主波向 45° のCase 3においては、河口部の滞筋に堆積が生じている。滞筋への堆積は、右岸側の底質が波浪により押し込まれたため生じたものと考えられるが、有義波高がCase 3よりも 1 m 高いCase C(有義波高 4 m で他の条件が等しい)では、有義波高が高くなっているにもかかわらず滞筋への堆積は生じていない。

図-2.16には図-2.13に対応して河川流量の違いによる底面流速のベクトル図(左岸付近のみ: Case 1およびCase 3)の比較を示す。底面流速は波動成分と河川流の成分の和であるが、河口砂州が形成される領域においては沖から河口内部へ侵入する波動成分が卓越する。河川の主流は右岸方向側であり、左岸は波動の成分が卓越している。河川流量が小さいほど波動成分がやや大きくなり、砂州を形成して発達させている(図中黒矢印付近)。

第2章 河口流と河口砂州

表-2.3 河川流量の違いにおける計算条件

case	河川流量 (m^3/s)	有義波高 (m)	有義波周期 (s)	主波向 ($^{\circ}$)
Case I	74.2	3.0	9.0	45
Case II	371.0	3.0	9.0	45
Case III	742.0	3.0	9.0	45

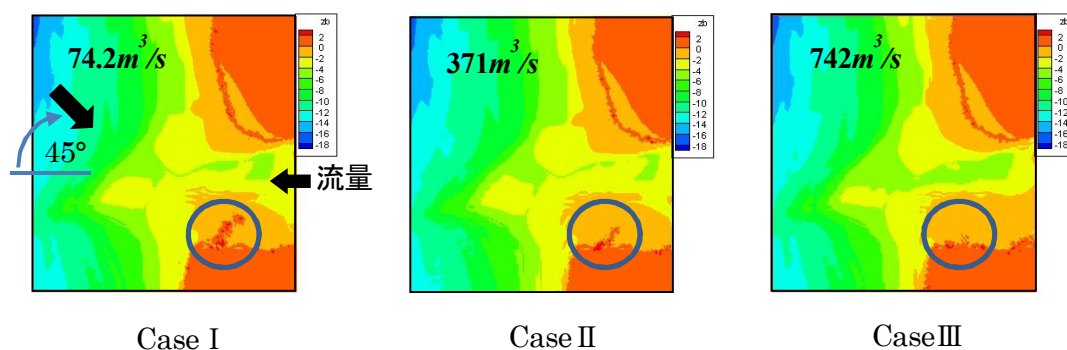


図-2.13 河川流量の違いによる河口地形の変化

表-2.4 有義波高の違いにおける計算条件

case	河川流量 (m^3/s)	有義波高 (m)	有義波周期 (s)	主波向 ($^{\circ}$)
Case A	371.0	1.0	9.0	45
Case B	371.0	2.0	9.0	45
Case C	371.0	4.0	9.0	45

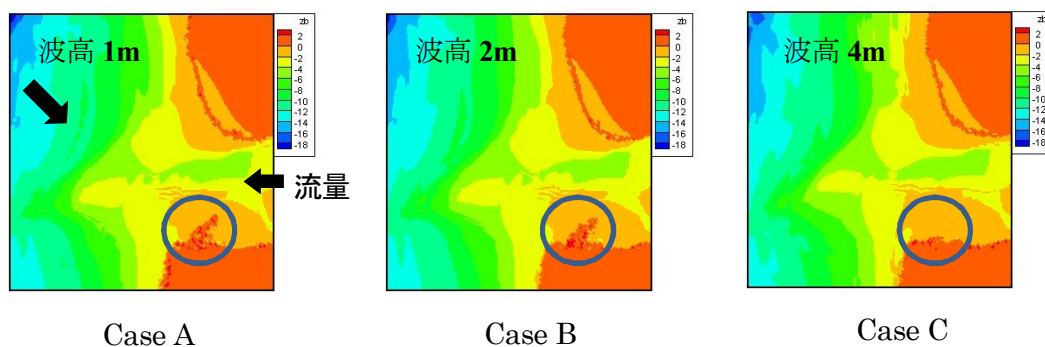


図-2.14 有義波高の違いによる河口地形の変化

表-2.5 主波向の違いにおける計算条件

case	河川流量 (m^3/s)	有義波高 (m)	有義波周期 (s)	主波向 ($^{\circ}$)
Case 1	371.0	3.0	9.0	0
Case 2	371.0	3.0	9.0	30
Case 3	371.0	3.0	9.0	45

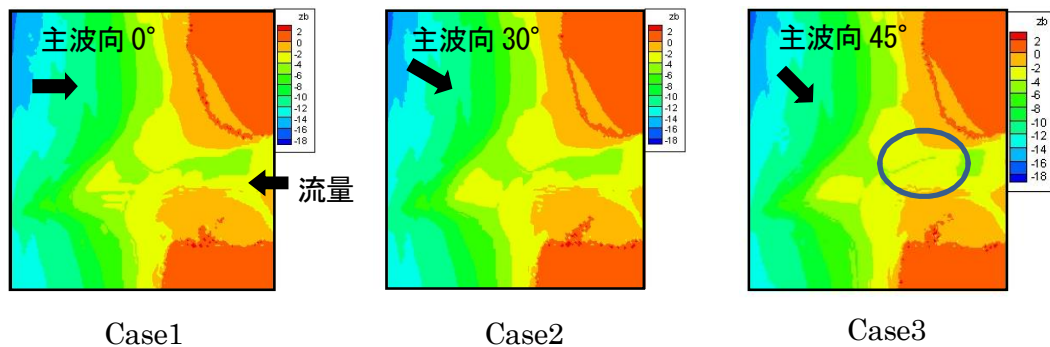


図-2.15 主波向の違いによる河口地形の変化

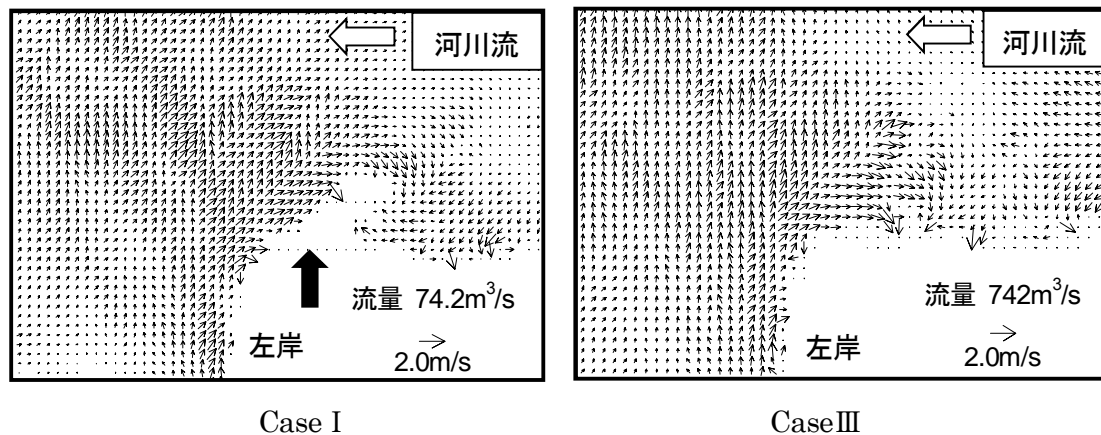


図-2.16 Case I および Case III の底面流速ベクトル図

(2) 砂州形成の再現結果

次に、1978 年（昭和 53 年）6 月の出水により、河口砂州がフラッシュした地形を初期条件とし、同年の冬季風浪の条件を与えて河口砂州の地形変形計算を行った。沖波の波浪条件は、主波向を -45° （NW），有義波高 3 m，有義波周期 9 s とした。河川流量は $80 m^3/s$ であり、年間を通して最も低い流量となる冬季に対応している。表-2.6 に計算条件を示す。図-2.17 に 20 日間の地形変化の計算結果と翌年の 1979 年 2 月に撮影された航空写真を示す。図に示した結果において、右岸では 120 時間後に汀線付近での砂の局所的な変動が生

表-2.6 主波向の違いにおける計算条件

河川流量(m^3/s)	有義波高(m)	有義波周期(s)	主波向($^{\circ}$)
80.0	3.0	9.0	-45

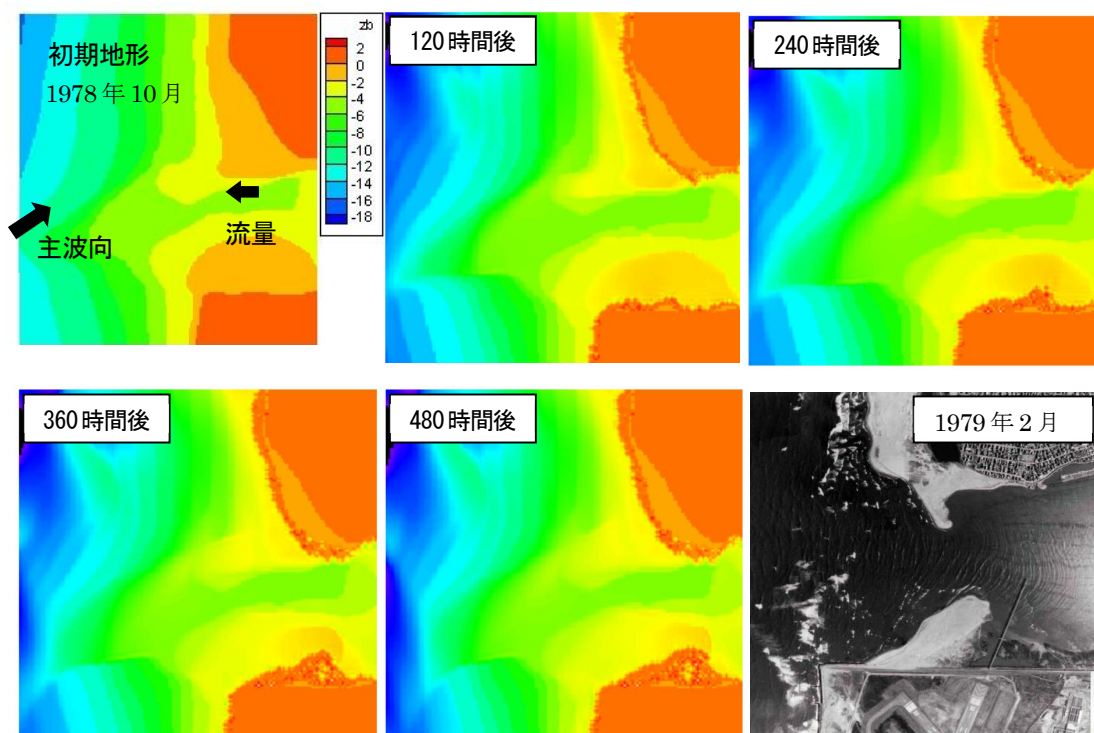


図-2.17 砂州形成の再現結果

じており、汀線付近から移動した土砂が時間の経過とともに河道の中央方向に伸長して丸みを帯びた砂州を形成している。左岸では新潟空港滑走路付近の直線状の護岸の前面付近で120時間後には地形変動が生じ始めており、時間の経過とともにその地形変動が河川の上流方向に移動しながら発達し、480時間には河川中央方向に伸長して先端がやや丸みを帯びた砂州を形成している。計算結果（480時間後）と翌年の1979年2月に撮影された航空写真と比較すると左岸の河口砂州の発達をよく一致しているものの、右岸での鉤状の砂州形状を再現するには至らなかった。なお、砂州の形成地点については、概ね再現できている。

2. 5 結語

本章では、市街地に隣接する大河川である阿賀野川河口部を対象に、平面2次元の数値モデルによって河口砂州のフラッシュと砂州地形の形成に関する数値計算を実施し、計算

結果の検証を行った。

以下に、本章で得られた主要な結論を要約する。

- 1) 平面2次元の数値モデルによって、洪水時の河口砂州のフラッシュによる地形変化およびそれに伴う水位上昇量の低減効果について定量的に把握できることを示した。さらに、2002年の洪水時のフラッシュによる地形変化の再現計算において、洪水前後の河床断面積は計算と実測でほぼ一致することを示した。
- 2) 今回対象とした2002年の洪水による数値解析では、フラッシュが生じた場合と生じない場合で河口部における水位差が2 m 程度であることを示した。また、フラッシュが生じない場合には阿賀野川下流端の堤防の天端高さとはほぼ同じ高さまで水位が上昇することを明らかにし、フラッシュ現象が水位に与える影響は大きく治水安全上、重要であることを示した。
- 3) 不規則波を用いた波浪場の計算と底質移動による地形変化の計算を連結させた平面2次元の数値モデルによって、河川流量や有義波高、主波向の違いによる砂州の形成について計算結果を比較し、与えた条件に応じて地形変化が生じていることを確認した。
- 4) 今回対象とした1978年の出水による数値解析では、河口砂州フラッシュ後の砂州再生についての再現計算において、砂州の形状を正確に再現するには至らなかったものの、砂州の形成地点や発達の方は定性的に表現できることを示した。

第2章 河口流と河口砂州

参考文献

- 加藤良平，田安正茂：福井県三里浜海岸における高須川河口の変動に関する研究，第65回土木学会年次学術講演会概要集，Ⅱ-077，pp. 153-154，2010.
- 細山田得三，早川典生：日本の河口（澤本正樹，真野明，田中仁編，古今書院），第15章「阿賀野川」，pp. 143-152，2010.
- 細山田得三，張瑞瑾，星野雄亮：河口砂州の生成に及ぼす河川水と海岸波動の影響に関する基礎的数値実験，海岸工学論文集，第52巻，pp. 561-565，2005.
- 細山田得三，田安正茂，Alwafi Pujiraharjo：砂州による洪水流下能力の低下と治水上の危険性評価に関する研究－阿賀野川河口砂州を対象として－，水工学論文集，第51巻，pp. 967-972，2007.
- 細山田得三，佐藤啓明，野田猛，酒井優，酒向秀典：洪水時における阿賀野川河口砂州のフラッシュ現象の再現に関する研究，河川技術論文集，第12巻，pp. 73-78，2006.
- 黒田勇一，見田弘幸，南建二，丸山悟江：関川河口砂州発達メカニズム解明について（中間報告），第28回土木学会関東支部新潟会研究調査発表会概要集，pp. 152-155，2010.
- 宇多高明，大谷靖郎，橋本新：阿賀野川河口における大規模洪水による砂州フラッシュと地形応答，海岸工学論文集，第42巻，pp. 571-575，1995.
- 邵小敏，田中仁，首藤伸夫：越流による砂州崩壊に関する研究，土木学会論文集，第479号，Ⅱ-25，pp. 31-40，1993.
- 佐藤智昭，Totok Suprijo，真野明：河口砂州を有する主な河川の最狭開口部平衡条件，海岸工学論文集，第51巻，pp. 526-530，2004.
- 佐川拓也，大谷靖郎，市川真吾，武内慶了，山下武宣：河口砂州フラッシュの再現計算と要因分析，水工学論文集，第51巻，pp. 955-960，2007.
- 立山政樹，山崎友子，田部成幸，内田龍彦，福岡捷二：洪水流による河口砂州フラッシュの新しい解析法に関する研究，河川技術論文集，第19巻，2013.
- 内田龍彦，福岡捷二：浅水流の仮定のない水深積分モデルによる底面流速の解析法，水工学論文集，第56巻，pp. 1225-1230，2012.
- 清野聡子，宇多高明，山田伸雄：カブトガニ産卵場の局所環境の観測－大分県八坂川河口の例－，土木学会年次学術講演会講演概要集共通セッション，第53巻，pp. 2083-209，1998.
- 福岡捷二，市村清，加藤信夫，高橋晃，藤田光一，加賀谷均：阿賀野川における塩水遡上の実態，海岸工学論文集，第33巻，pp. 596-600，1986.
- 黒木敬司：阿賀野川河口周辺の長期的地形変化，第35回海講論文集，pp. 442-445，1988.
- 長田信寿：一般座標系を用いた平面2次元非定常流れの数値解析，水工学における計算機利用の講習会講義資料，土木学会水理委員会基礎水理部会，pp. 61-76，1999.
- 細田 尚，長田信寿，村本嘉雄：移動一般座標系による開水路非定常流の数値解析，土木学会論文集，第533号，Ⅱ-34，pp. 53-56，1993.
- 岩垣雄一：限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文集，第41号，pp. 1-21，1956.
- 関根正人：移動床流れの水理学，共立出版，211p.，2005.

Meyer-Peter, E. and Müller, R: Formulas for bed-load transport, Proc. 2nd Cong. ITAH, Stockholm, Sweden, pp. 39-64, 1948.

Einstein, H.A.: The bed-load function for sediment transportation in open channel flows, USDA, Soil Conservation Service, Technical Bulletin, No. 1026, 1-7, 1950.

James A. Bailard: An Energetics Total Load Sediment Transport Model For a Plane Sloping Beach, Journal of Geophysical Research, Vol.86, No. C11. pp.10938 ó 10954, 1981.

第2章 河口流と河口砂州

第3章 中流域における河道内の洪水流

3. 1 概説

河川における治水安全性の検討は，大河川河口部の流下障害のみならず中流域や支川，中小河川においても重要性が増している．20 世紀における世界規模の産業発展と人間活動による莫大なエネルギー消費は，地球規模での気温の上昇を招き，世界各地で気象の変化をもたらし，豪雨や干ばつなどによる被害を増大させている．日本においても，平均気温の上昇や都市化によるヒートアイランド現象などが大気的不安定化を招き，1. 1 節に示したように各地で様々な豪雨災害を生じている．なかでも，平成 16 年は全国各地で洪水災害が多発した年となった．表-3.1 に平成 16 年の主な風水害を示す．

河川の治水安全性を検討する際には，河道内の流れを解析することが必要であり，その解析方法は 1 次元解析から 3 次元解析まで多様に存在する．流れの状況は 3 次的に変化しながら流下するため，3 次元解析が最も詳細に計算されるが，計算負荷が大きいため取扱が容易ではない．そのため，洪水流解析においては水深方向に平均化された平面 2 次元解析が一般的に使用されている．1 次元解析の方法は，例えば広部ら（1988）が洪水時の流況解析に用いており，1 次元漸変流解析を九頭竜川流域に適用している．平面 2 次元の計算法は，浅水流方程式を用いた計算が数多くなされており，清水ら（1995）は植生帯を考慮した計算を実施している．また，重枝ら（2006）は一般曲線座標により，実河川での植生群を考慮した平面 2 次元解析を実施している．さらに，洪水時の流況を多面的に再現することを目的に，内田ら（2011）は洪水時に支川からのポンプ排水などの横流入が多数ある場合の解析法について検討している．

近年においては，ハザードマップの整備により，市街地に隣接する河川のほぼすべてで洪水流解析が実施されている．しかし，ハザードマップの整備のために実施される洪水流解析は，都市河川が持つ特異な状況が含まれていないことも多い．

そこで本章では，平成 16 年 7 月福井豪雨に着目し，都市河川が持つ特異な状況を明らかにすることを目的に，福井市市街地中心部を貫流する足羽川について，日野川合流点から天神橋までの約 12.6 km 区間を対象に，河道の蛇行形状を表現する一般曲線座標系を用いた平面 2 次元洪水流解析により洪水流の再現計算を行う．

表-3.1 平成 16 年の主な風水害

平成 16 年 7 月新潟・福島豪雨
平成 16 年 7 月福井豪雨
平成 16 年台風 16 号による 8 月 27 日から 31 日にかけての大雨，暴風等
平成 16 年台風 18 号による 9 月 4 日から 8 日にかけての暴風と大雨
平成 16 年台風第 21 号及び前線による 9 月 25 日から 30 日にかけての大雨と暴風
平成 16 年台風第 23 号及び前線による 10 月 18 日から 21 日にかけての大雨と暴風

第3章 中流域における河道内の洪水流

3. 2 足羽川の概要

足羽川が属す九頭竜川流域は、本州日本海側のほぼ中央にあり、福井県嶺北地方に位置している。流域には、福井県嶺北地方の大半と岐阜県白鳥町の一部が含まれており、流域面積は 2930 km² で福井県面積の約 70% に相当する。図-3.1 に九頭竜川水系図を示す。流域の主流である九頭竜川本川は、福井県と岐阜県境の油坂峠に発し、九頭竜峡谷を経て大野盆地を北流して谷底平野を流下した後、永平寺町鳴鹿にて福井平野に入り、そこから西流する。そして、福井市高屋において左支川日野川を合流し、流れを北西に転じ三国町で日本海に注いでいる。日野川は、南越前町の夜叉ヶ池を源として北流し、武生盆地を経て福井市大瀬で右支川足羽川を合流する。足羽川は、岐阜県境の冠山に源を発し、池田町、美山町の山間地を北流し、上宇坂付近で西流に転じて谷底平野を流下した後、天神にて福井平野に入り、市街地中心部を流れる。表-3.2 に九頭竜川水系主要河川の流域面積と流路延長等を示す。

九頭竜川の2次支川である足羽川は、流域の規模において中小河川の範疇となるが、工事実施基本計画で策定されている治水安全度が150年（計画高水流量1800 m³/s）であり、

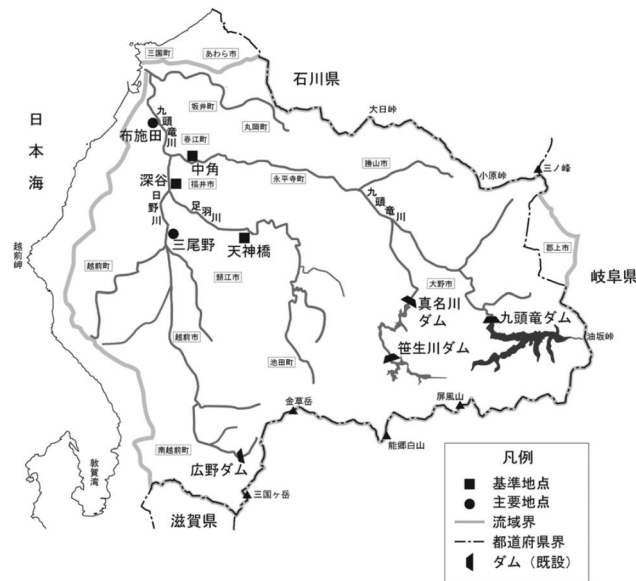


図-3.1 九頭竜川水系図

(引用：国土交通省，2006)

表-3.2 九頭竜川水系主要河川の緒元

河川名	流域面積(km ²)			流路延長 (km)
	山地面積	平地面積	合計	
九頭竜川(本川)	2280.0	650.0	2930.0	116.0
日野川(1次支川)	962.3	313.2	1275.5	71.5
足羽川(2次支川)	356.8	58.8	415.6	61.7

他の同規模河川に比べて大きい。これは足羽川が福井市街地の中心部を貫流しているためである。足羽川流域の地形は、天神橋付近を扇央として緩やかな扇状地を形成し、足羽橋付近が扇端部となる。ここから下流は河床勾配が緩くなり、市街地中心部の河道には数ヶ所の蛇行が見られる。なお、福井平野において、九頭竜川、日野川、足羽川の3大河川は、古くから等しく重要視されてきたが、昭和39年の河川法改正において、九頭竜川と日野川が国土交通省（旧建設省）の直轄管理区間となり、足羽川が福井県の指定管理区間となった。それ以降、現在まで約50年間に渡って足羽川においては、治水安全度1/150を目標に河川整備が継続されている。

3.3 洪水流の数値解析

3.3.1 数値解析法

(1) 基礎方程式

日野川合流点から天神橋までの約12.6 km区間を対象にして、河道の蛇行形状を表現する一般曲線座標系を用いた平面2次元洪水流解析を行った。なお、この区間には橋梁が多数存在するので橋脚による抗力を洪水流モデルに取り込み、また、内水河川から足羽川へのポンプ排水量も洪水流モデルに組み込んだ。

解析に用いた流れの基礎方程式は、デカルト座標系 x, y を用いて表した場合には、ポンプの排水量を考慮した連続式（式(3.1)）と浅水波近似を用いた運動方程式（式(3.2), (3.3)）である。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = q \quad (3.1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial uM}{\partial x} + \frac{\partial vM}{\partial y} = & -gh \frac{\partial z_s}{\partial x} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} \left(-\overline{u'^2} h \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(-\overline{u'v'} h \right) - \frac{\tau_{bx}}{\rho} - \frac{F_x}{\rho} \end{aligned} \quad (3.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial uN}{\partial x} + \frac{\partial vN}{\partial y} = & -gh \frac{\partial z_s}{\partial y} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} \left(-\overline{u'v'} h \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(-\overline{v'^2} h \right) - \frac{\tau_{by}}{\rho} - \frac{F_y}{\rho} \end{aligned} \quad (3.3)$$

ここに、 t は時間、 x, y は空間座標、 u, v は x, y 方向の水深平均流速、 M, N は x, y 方向の流量フラックス、 q は横流出入量で堤防からの越流量や内水河川からのポンプ排水量、 g は重力加速度、 h は水深、 ρ は水の密度、 z_s は基準面からの水位、 τ_{bx}, τ_{by} は底面せん断応力成分、 F_x, F_y は橋脚等による抗力の x, y 方向成分、 $-\overline{u'^2}, -\overline{u'v'}, -\overline{v'^2}$ は x, y 座標

第3章 中流域における河道内の洪水流

での水深平均 Reynolds 応力である。なお、水深平均 Reynolds 応力は次式で算出した。

$$\begin{aligned} -\overline{u'^2} &= 2D_h \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) - \frac{2}{3}k \\ -\overline{u'v'} &= D_h \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \\ -\overline{v'^2} &= 2D_h \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right) - \frac{2}{3}k \end{aligned} \quad (3.4)$$

ここに、 D_h は渦動粘性係数、 k は水深平均乱れエネルギーであり、摩擦速度 u_* を用いて以下の式で表される。

$$D_h = \alpha h u_* \quad , \quad k = 2.07 u_*^2 \quad (3.5)$$

ここに、 α は渦動粘性係数に関する定数であり、 $\alpha = \kappa/6$ (κ はカルマン定数=0.4)とした。底面せん断応力と摩擦速度は、次式より算出する。

$$\frac{\tau_{bx}}{\rho} = C_f u \sqrt{u^2 + v^2} \quad , \quad \frac{\tau_{by}}{\rho} = C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (3.6)$$

$$u_* = \sqrt{C_f (u^2 + v^2)} \quad (3.7)$$

ここに、 C_f は、Manning の粗度係数 n に関連付けて、次式で表される。

$$C_f = g n^2 / h^{1/3} \quad (3.8)$$

橋脚による抗力は、次式より算出する。

$$\begin{aligned} F_x &= \frac{1}{2} \rho C_{dx} u \sqrt{u^2 + v^2} \frac{B_x}{A} h \\ F_y &= \frac{1}{2} \rho C_{dy} v \sqrt{u^2 + v^2} \frac{B_y}{A} h \end{aligned} \quad (3.9)$$

ここに、 C_{dx} と C_{dy} は橋脚の x , y 方向の抗力係数であり、本解析では0.8とした。 B_x と B_y は橋脚の x , y 方向の幅、 A は橋脚底面積である。

以上の基礎方程式を2.3.1節と同様に、足羽川堤防の蛇行形状に適用するため、デカルト座標系 x , y から一般曲線座標系 ξ , η に変換して数値計算を行った。

(2) 計算条件

図-3.2 に洪水流の数値解析を行った解析区間を示す。解析には足羽川の河道地形標高データとして、日野川合流点 (0.0 km) から板垣橋 (6.0 km) までの 6.0 km 区間では平成 16 年 7 月福井豪雨の直後に計測された約 50 m 間隔の横断面測量結果を用い、板垣橋 (6.0 km) から天神橋 (12.6 km) までの区間では、平成 16 年 3 月に行われた約 200 m 間隔の横断面測量結果を用いた。解析区間の平面 2 次元一般座標系による格子分割は、流下方向には横断面測量地点と橋梁架設地点を格子点として 163 格子、横断面方向には流況変化を詳細に表現するため 100 格子とした。福井豪雨時には、天神橋水位観測点 (12.6 km)、九十九橋水位観測点 (3.1 km)、荒川外水位観測点 (4.5 km)、狐川外水位観測点 (1.0 km) および底喰川外水位観測点 (日野川合流点下流 1.0 km) の 5 地点で水位が観測されていた。そこで、解析領域下流端 (日野川合流点) における境界条件は、狐川外水位と底喰川外水位を内挿補間し、水位時系列を与えた。

図-3.3 および図-3.4 に福井豪雨時の天神橋地点における水位－流量曲線 (H-Q 曲線) と流量の時系列を示す。両図において、白丸で示した値は国土交通省公表の水位データおよび流量推定値である。図-3.3 の H-Q 曲線において白丸の値は、洪水のピーク時に厚みのある 8 の字のループを描いており、増水期と減水期で同じ水位であっても流量が大きく異なっている。過去の洪水時においても H-Q 曲線がループを描くことはあるものの、それらに比べても増水期と減水期の水位に対する流量差が特に大きなものとなった。この流量時系列データを上流端の境界条件として解析した場合、解析結果の水位時系列のピーク値が観測値よりも早く到達することが懸念される。そこで、水位のピーク時前後における流量を補正し、H-Q 曲線のループを扁平にした時系列データを作成した (図-3.3, 3.4 に黒丸点で示す)。さらに、流量時系列の推定値として、洪水時のピーク値 (天神橋地点水位 24.04 m, 流量 2320 m^3/s) が流下する河床勾配を等流計算により求め、この河床勾配を用いて等流計算により水位時系列に応じた流量時系列を算出した (図-3.4 に破線で示す)。図-3.4 の流量時系列から、H-Q 曲線のループ補正による流量時系列と等流計算による流量時系列はピーク近傍ではほぼ一致しており、国土交通省公表の流量時系列推定値と比較した場合にはピーク出現時刻が 40～50 分程度遅れることになる。以上の検討より、本解析では天神橋位置の上流端の境界条件として等流計算による流量時系列を与えた。

左右境界からの流入として、支川流入量を与えた。支川流入量としては、破堤地点対岸から流入する荒川の流量が大きい。荒川の疎通能力は約 100 m^3/s であり、福井豪雨時にはこれを越えていた。足羽川からの逆流防止のため、午前 10 時 11 分に水門が全閉され、41.7 m^3/s のポンプ排水が午後 3 時 30 分まで稼働された。この時間帯は足羽川の流量が 2000 m^3/s を越えていたと考えられ、破堤地点の上下流では 12 時頃から越流が始まっていた。破堤地点における越流水深と越流した堤防の長さから概算すると、破堤時刻までの最大越流量は 50～100 m^3/s 程度である。その他の地点においても、合流式下水道ポンプ場の雨水ポンプが 5 箇所稼働し、それぞれの雨水ポンプから 2～5 m^3/s 程度の排水を流入条件として与えた。

河道内の粗度係数は試行計算を行い、低水路の粗度係数を 0.035 とし、高水敷の粗度係数を日野川合流点から板垣橋 (6.0 km) までの区間で 0.045、板垣橋 (6.0 km) から天神

第3章 中流域における河道内の洪水流

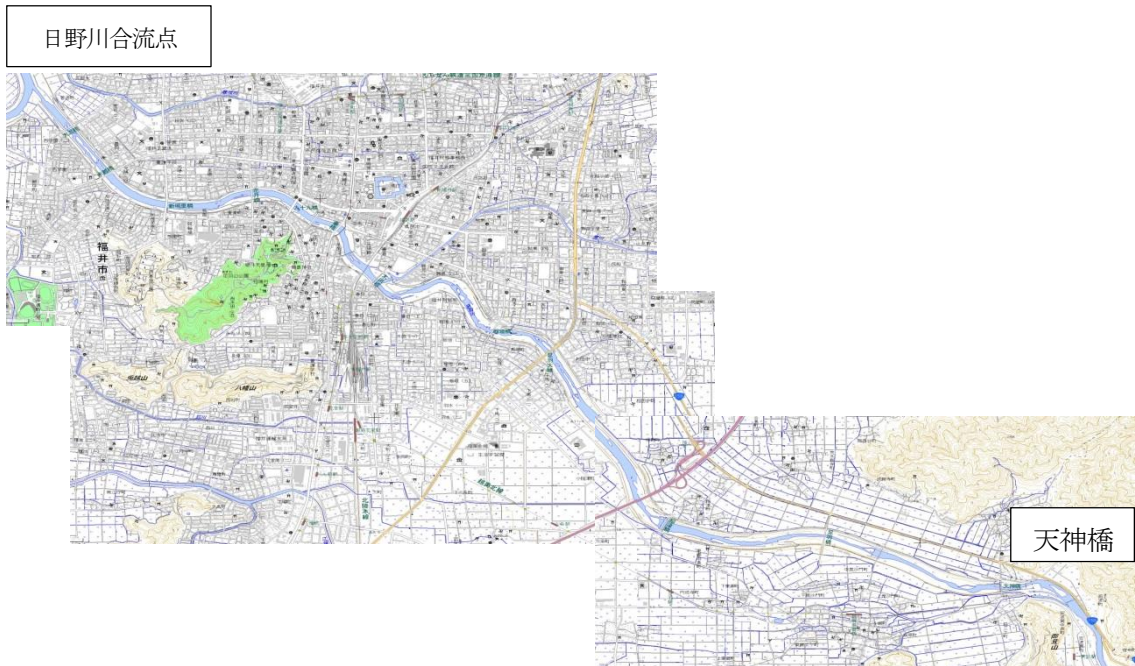


図-3.2 解析区間（日野川合流点から天神橋まで 12.6 km）
（引用：国土地理院，1/2500 地図）

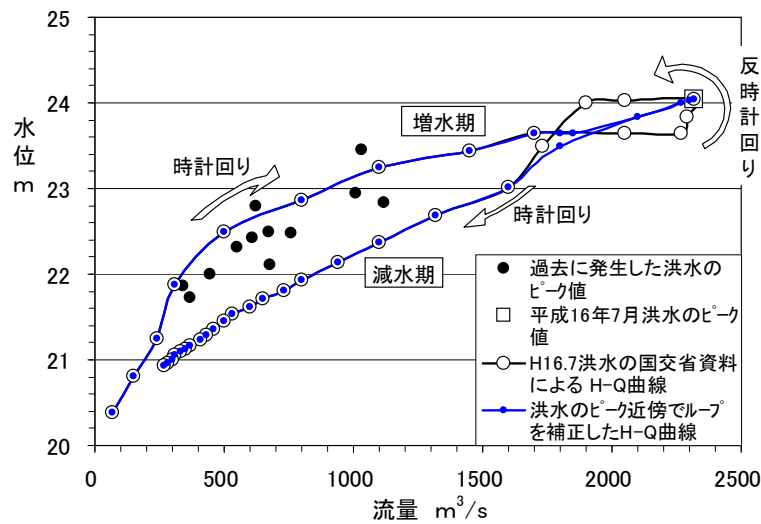


図-3.3 天神橋地点の水位-流量曲線

橋（12.6 km）までの区間で 0.060 とした。設定した粗度係数は、低水路の植生や板垣橋上流高水敷の植生の繁茂状況を考慮すると妥当な値と考えられる。表-3.3 に計算条件を示す。

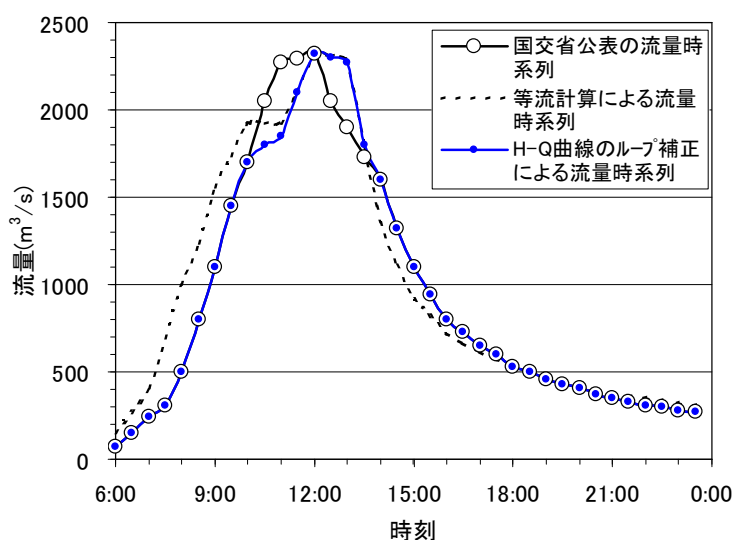


図-3.4 天神橋地点の流量時系列

表-3.3 計算条件

計算条件		日野川合流点（0.0 km）から 板垣橋（6.0 km）まで	板垣橋（6.0 km）から 天神橋（12.6 km）まで
格子数	流下方向	127 格子	36 格子
	横断方向	100 格子	
境界条件	平成 16 年 7 月福井豪雨（2004 年 7 月 18 日）		
	上流端	天神橋観測水位から等流計算により推算した流量 ピーク値 水位 24.04 m, 流量 2320 m ³ /s	
	下流端	狐川外水位と底喰川外水位を内挿補間した水位	
Manning の	低水路	0.035 m ^{-1/3} ・s	
粗度係数	高水敷	0.045 m ^{-1/3} ・s	0.060 m ^{-1/3} ・s

3. 3. 2 計算結果の検証

(1) 観測値との適合性

図-3.5 は、九十九橋水位観測点 (3.1 km)、荒川外水位観測点 (4.5 km) で得られた観測水位と計算結果により得られた同地点の水位および破堤地点 (4.6 km) の水位の時系列である。図において実測値と計算値を比較すると、九十九橋地点と荒川外水位地点ともに水位の上昇時に計算結果実測値よりも大きな値となっているものの、ピーク水位は一致している。実測水位のピーク時刻が計算結果よりも若干早く現れているのは、水位のピーク

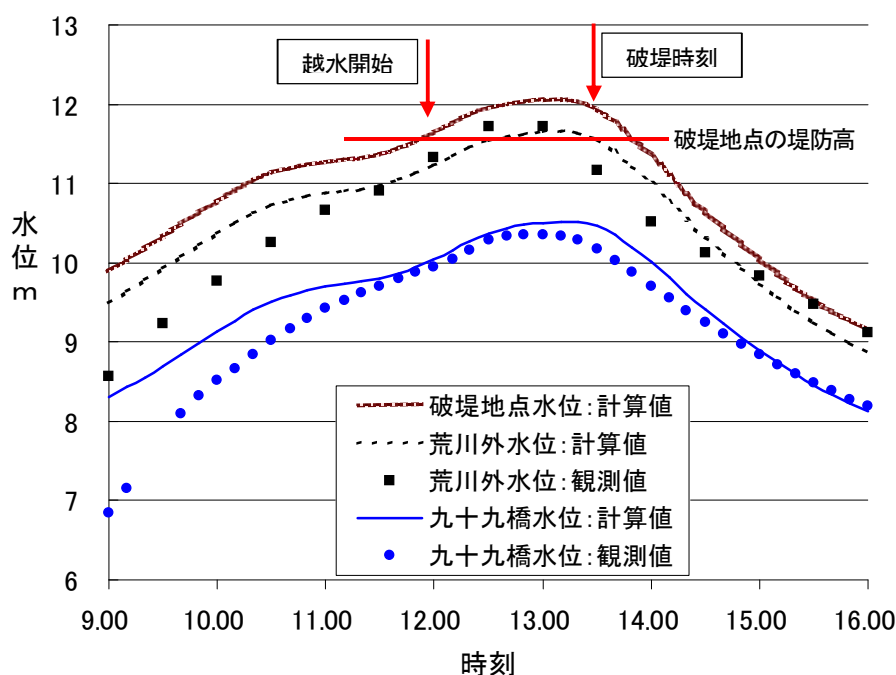


図-3.5 観測水位と計算水位の時系列

時刻より早く破堤地点で越水が生じたためと考えられる。図に示した破堤地点水位の計算結果と破堤地点の堤防高(11.67 m)を比較すると、越水開始時刻は良い一致を示している。

(2) 洪水流の再現結果

洪水流の再現についての検証は、洪水直後に合流点から天神橋までの兩岸堤防に残る洪水痕跡の調査の結果を用いて行った。洪水痕跡の調査は、堤防法面の階段や通路あるいは桜の木の幹に洪水流に含まれた泥の堆積痕が明確に残っており、それらの痕跡と約 200m 毎に設置された距離標との間で水準測量を実施して洪水痕跡の標高を求めた。洪水痕跡の標高は、蛇行による右岸と左岸の水位差の影響を評価するため、右岸と左岸を分けて整理した。測量箇所は、兩岸で約 120 地点である。

図-3.6 に破堤地点での水位が最高となった午後 1 時 10 分の解析区間全域の水位縦断図を示す。図には、堤防高、洪水痕跡、計算結果の水位について右岸と左岸をそれぞれ示している。水位を縦断的に見ると、洪水痕跡と計算水位は概ね一致しており、洪水時の流れを再現できている。破堤地点から泉橋までは計算水位が堤防高を超えているが、洪水痕跡からも妥当な結果であると判断できる。破堤点の上流では計算水位と堤防高までに余裕があり、花月橋下流から日野川合流点近くでも同様の結果となった。

足羽川には大瀬橋 (0.5 km) から木田橋 (4.3 km) までの区間に、12 本もの橋が架設されている。図-3.7 に橋脚がある場合とない場合の河道中央での計算水位の差を示す。図から、橋が密集して架けられている区間の上流側となる木田橋上流で、水位の上昇量が 40 cm

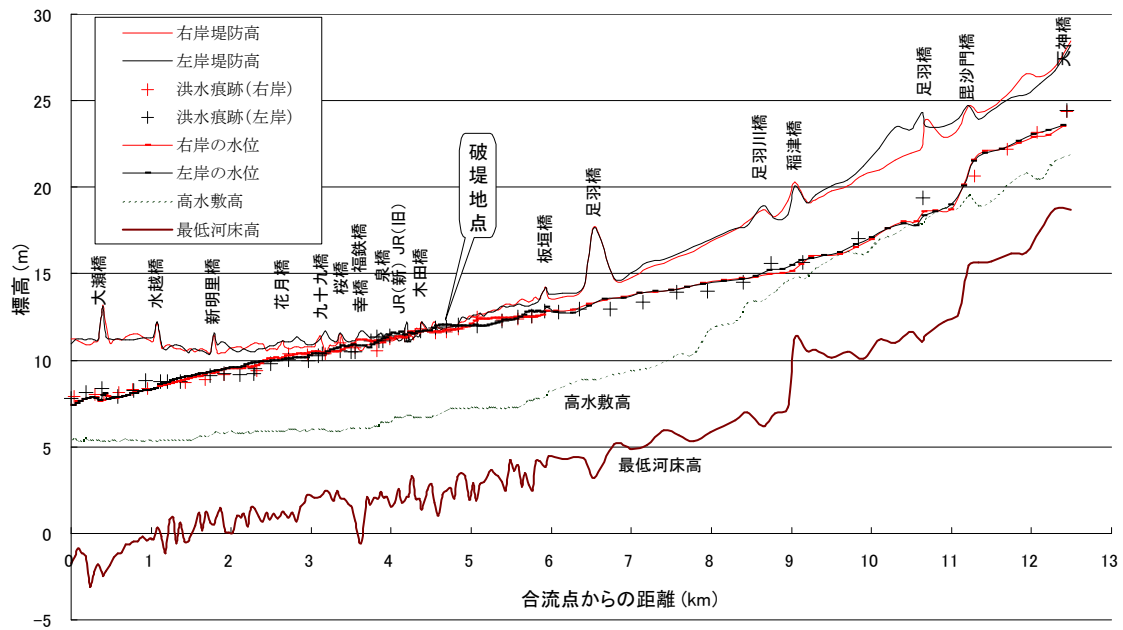


図-3.6 右岸と左岸の洪水痕跡及び計算水位

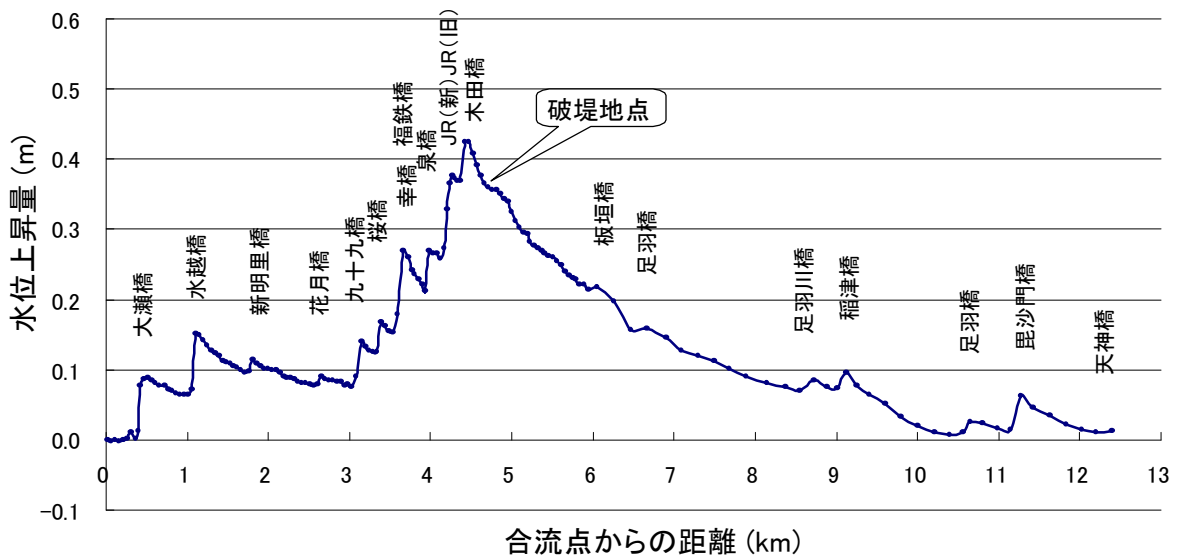


図-3.7 橋脚によるせき上げ水位量

を超えている。なお、破堤地点（4.6 km）では約 35 cm の水位上昇となった。橋梁の密集地点以外においては、橋梁の架設による水位の上昇量は 10 cm にも満たない量であるが、橋梁が密集して架設されている場合にはそれらの影響が累積することが明確に示される結果となった。福井豪雨の後に、破堤の原因として上流山地から流出した材木やゴミ等が JR 橋に付着したことによるせき上げが議論になったが、図-3.7 によれば、JR 橋で極端にせき

第3章 中流域における河道内の洪水流

上げが大きくなったのではなく、12本の橋梁によるせき上げが累積されたものといえる。

図-3.8に河道の蛇行による左岸と右岸の水位差についての計算結果を示す。図中の水位差は左岸と右岸の水位差であり、右岸の水位が高い場合を正(+)、左岸の水位が高い場合を負(-)として表している。この図から、破堤地点(4.6 km)付近では右岸よりも破堤した左岸の水位が約40 cm高い結果となった。図の表示は兩岸の水位差であるので、水面の傾きを一定と考えた場合には、河道中央と左岸では約20cmの水位上昇となる。したがって、破堤地点における水位上昇は、橋脚によるものが約35cm、河道の蛇行によるものが約20cmであり、両者を加えると約55cmの水位上昇量が生じていたと考えられる。

破堤地点のほぼ対岸に位置する荒川排水ポンプの稼働によって生じる破堤地点での水位上昇は、排水のある場合とない場合の計算結果から、洪水のピーク時に8 cm程度であった。洪水のピーク時では内水河川の荒川においても越流が生じており、水門閉鎖後の排水ポンプの稼働は必要な操作であったと思われる。

図-3.9に破堤地点で計算水位が最高となった午後1時10分における日野川合流点から天神橋までの流速ベクトルと流速コンターを示す。図より、扇頂部の天神橋では流速が7.5 m/sを越え、毘沙門橋から稲津橋までの流速も4.0 m/sを越えるが、これより下流は3.0 m/s程度であった。木田橋から花月橋までの市街地中心部区間では、川幅が狭いために流速が大きくなるはずであったが、橋脚の密集により流速は小さく2.5 m/s程度であった。そのため、図-3.6に示すようにこの区間の水位が高くなったと考えられる。新明里橋から下流は、再び流速が増加して3.5 m/s程度となっている。これは、福井豪雨時に足羽川流域に比べて日野川流域の降雨が少なかったため、日野川の水位が比較的低かったためである。

図-3.10と図-3.11に、水越橋から板垣橋までの流速ベクトルと流速コンターを示す。これらの図から、破堤地点は蛇行の外縁部でありながら堤防近傍の流速が大きくなっていない。このような状況は、破堤地点とその上流での蛇行の曲率半径と平均流速の関係において、水位が高水敷を越えた後の流心が河道の中央付近となったためである。このことから、福井豪雨時の破堤は、蛇行の水衝部であることから生じたのではなく、計画を上回る流量によって水位が高くなり、これに加えて橋脚によるせき上げ、蛇行による水位上昇、ポンプ排水による水位上昇が重なったための越流によると推定される。また、図-3.10で破堤地点の直上流左岸において逆流が生じているが、洪水時の同地点では実際に逆流が確認されている。図-3.12に河床の掃流力を示す。図において流速の大きい流心部では掃流力が大きいですが、高水敷の低水路護岸近くでも水深が小さいために掃流力が大きくなっており、高水敷や低水路護岸の設計にあたっては考慮が必要である。

3. 4 結語

本章では、市街地に隣接する都市河川が持つ特異な状況を明らかにすることを目的に、市街地への大規模な外水氾濫を生じた平成16年7月福井豪雨について洪水流解析を行った。福井市街地中心部を貫流する足羽川について、日野川合流点から天神橋までの約12.6 km区間を対象に、河道の蛇行形状を表現する平面2次元の一般曲線座標系を用いて中流域における河道内の洪水流の再現計算を行った。

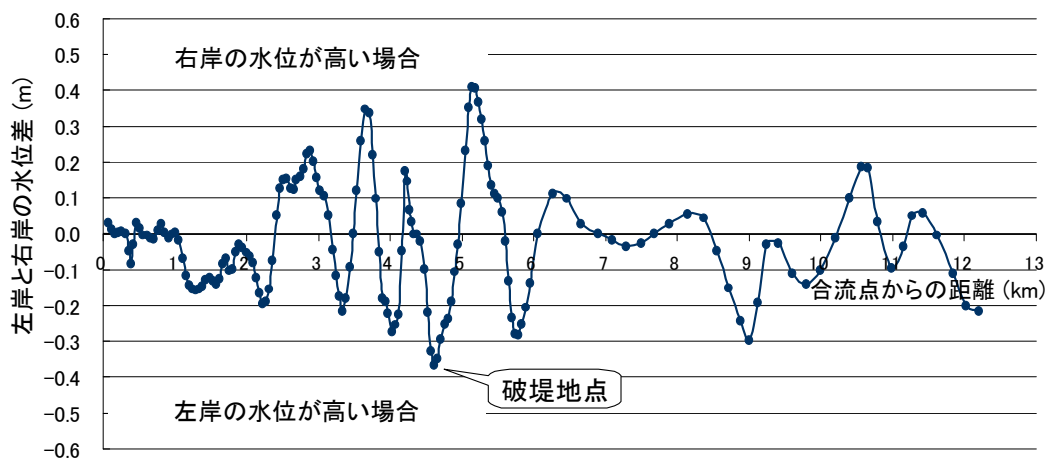


図-3.8 蛇行による左岸と右岸の水位差

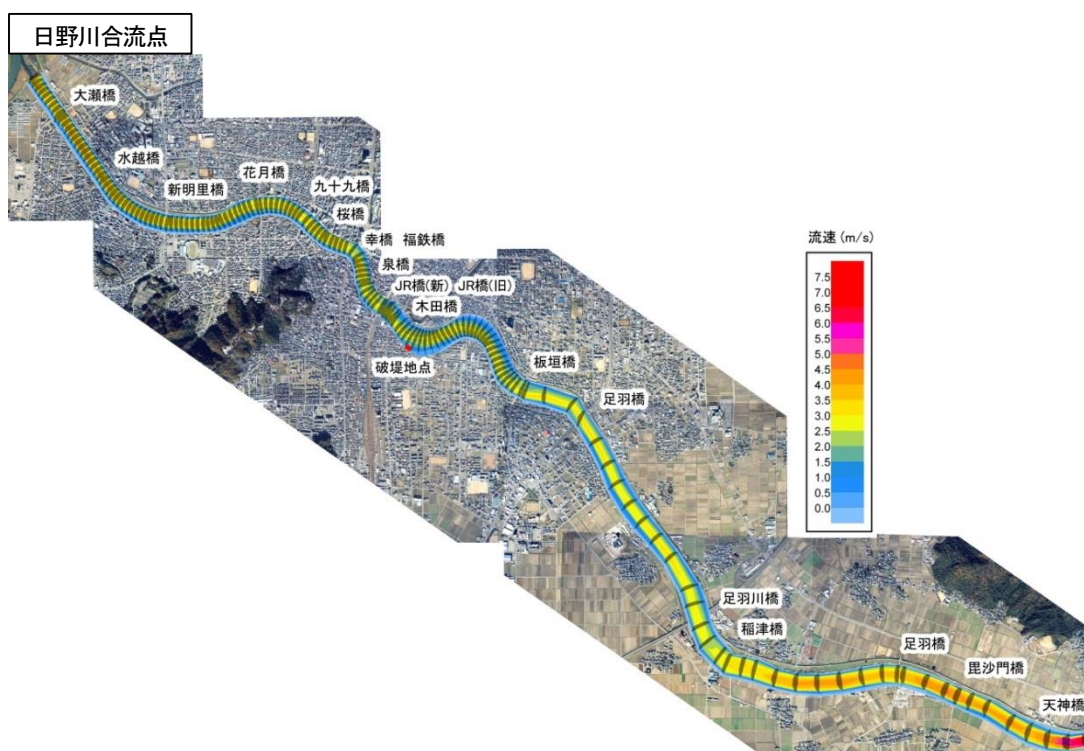


図-3.9 流速ベクトルと流速コンター

以下に、本章で得られた主要な結論を要約する。

- 1) 福井豪雨時の九十九橋水位観測点（日野川合流点から 3.1 km）と荒川外水位観測点（4.5 km）での観測水位と計算結果の同地点の水位は、ともに水位の上昇時に計算結果が実測値よりも大きな値となっているものの、ピーク水位は一致していることを示

第3章 中流域における河道内の洪水流



図-3.10 流速ベクトル（市街地区間）

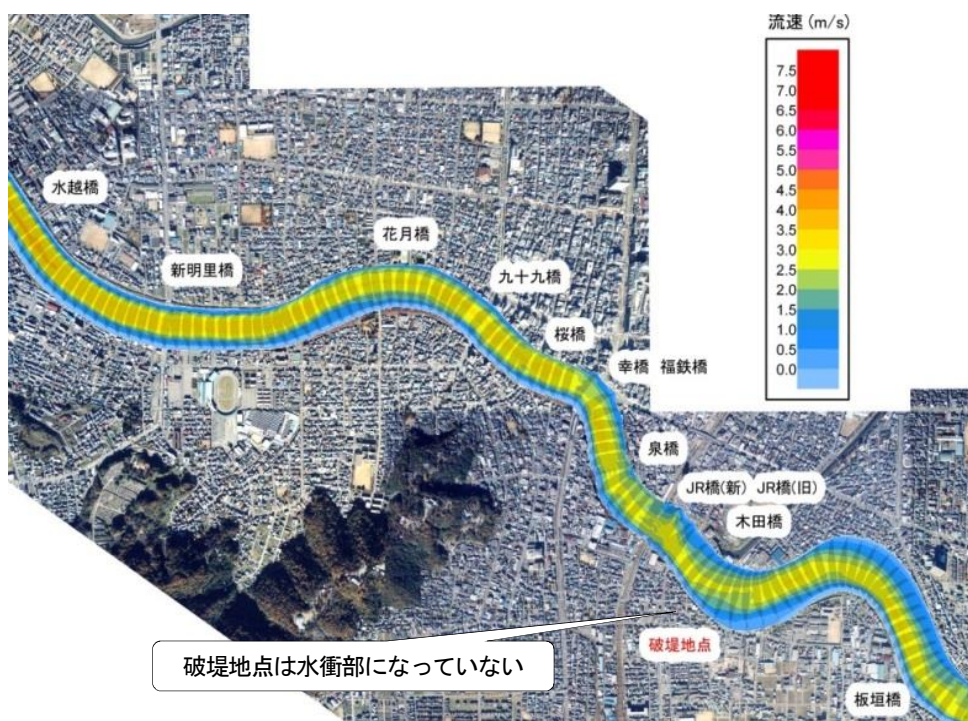


図-3.11 流速コンター（市街地区間）

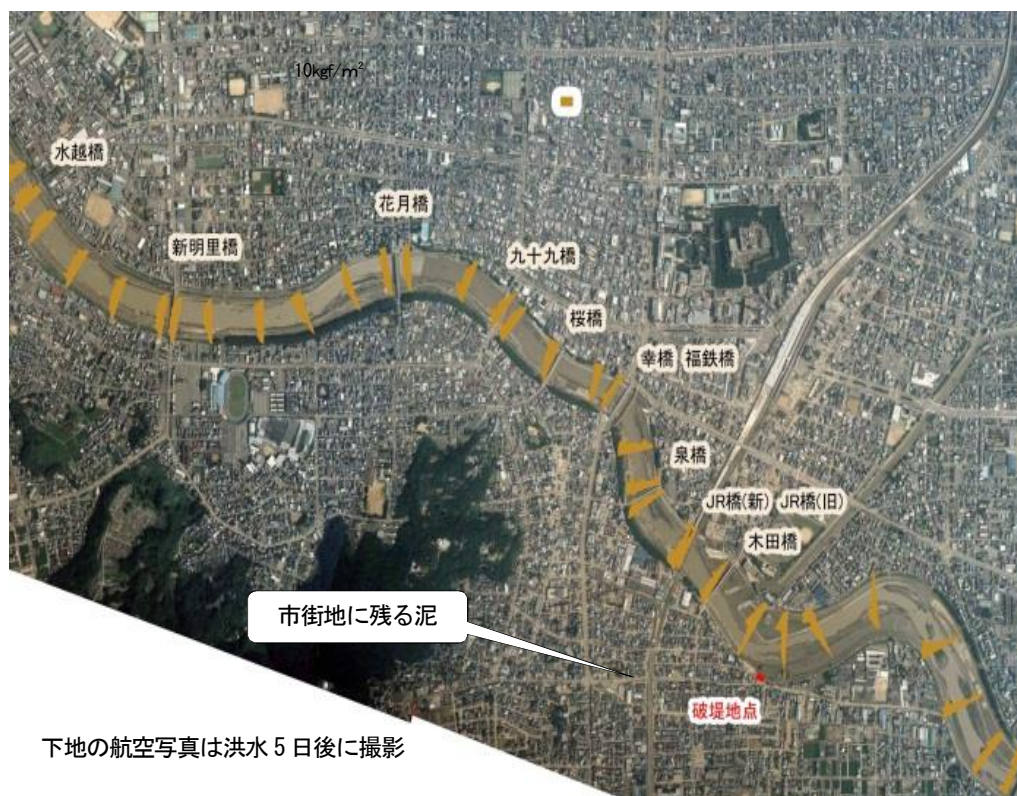


図-3.12 河床の掃流力（市街地区間）

した。また、破堤地点水位の計算結果と破堤地点の堤防高（11.67 m）を比較し、越水開始時刻が一致していること示した。

- 2) 福井豪雨時の洪水流の再現計算において、解析区間全域の堤防高、洪水痕跡、計算結果の水位について比較した結果、洪水痕跡と計算水位は概ね一致し、洪水時の流れを再現できていることを示した。
- 3) 橋脚がある場合とない場合での計算水位の比較から、橋が密集して架けられている区間の上流側において橋脚によるせき上げ効果が累積し、水位の上昇量が40 cmを超えていることを示した。また、破堤地点（4.6 km）での水位上昇は約35 cmであることを明らかにした。
- 4) 河道の蛇行による左岸と右岸の水位差を計算結果から算出し、破堤地点（4.6 km）付近では右岸よりも破堤した左岸の水位が約40 cm高いことを明らかにした。また、破堤地点のほぼ対岸に位置する荒川排水ポンプの稼働によって生じる破堤地点での水位上昇は、約8 cmであることを明らかにした。

第3章 中流域における河道内の洪水流

- 5) 計算結果の流況から、破堤地点（4.6 km）は蛇行の外縁部でありながら堤防近傍の流速がさほど大きくないことを示した。福井豪雨時の破堤は、蛇行の水衝部であることから生じたのではなく、計画を上回る流量によって水位が高くなり、これに加えて橋脚によるせき上げ、蛇行による水位上昇、ポンプ排水による水位上昇が重なったための越流によることを明らかにした。

参考文献

- 気象庁：平成16年夏から秋にかけての集中豪雨・台風等について，平成16年11月。
http://www.jma.go.jp/jma/kishou/books/ijyoukishou/gouu_taifuu0411.pdf
- 広部英一，高瀬信忠，宇治橋康行：河川中下流部における洪水時の流況に関する一考察，土木学会論文集，第397号，VI-9，pp.67-74，1988.
- 清水義彦，辻本哲郎：植生を伴う流れ場の平面2次元解析，水工学論文集，第39巻，pp.513-518，1995.
- 重枝未玲，朝位孝二，坂本洋，長太茂樹，秋山壽一郎：樹木群を考慮した平面2次元数値モデルによる乙津川の洪水流解析，水工学論文集，第50巻，pp.1171-1176，2006.
- 内田龍彦，福岡捷二，濱邊竜一：多地点からの横流入がある河道システムにおける本川水位観測データを用いた洪水流解析法とその活用法，水工学論文集，第55巻，S1081-1086，2011.
- 国土交通省：九頭竜川水系河川整備基本方針，平成18年2月14日。
http://www.mlit.go.jp/river/basic_info/jigyo_keikaku/gaiyou/seibi/kuzuryu_index.html
- 九頭竜川流域誌編集委員会：九頭竜川流域誌，九頭竜川水系治水百周年記念事業実行委員会，2000.
- 宇治橋康行，廣部英一：2004（平成16年）7月福井豪雨災害の速報，土木学会誌，Vol.89，No.9，pp.49-52，2004年9月.
- 玉井信行：2004（平成16年）7月北陸豪雨による水害の報告（速報），土木学会誌，Vol.89，No.10，pp.7-10，平成16年10月.
- 国土交通省福井河川国道事務所：第23回九頭竜川流域委員会資料，2004.
<http://www.fukui-moc.go.jp/ryuiki/index.html>
- 長田信寿：一般座標系を用いた平面2次元非定常流れの数値解析 水工学における計算機利用の講習会講義集，pp.61-76，1999.
- 廣部英一，田安正茂，楳田真也，宇治橋康行，玉井信行：平成16年7月福井豪雨における足羽川の洪水災害と洪水流解析について，河川技術論文集，第11巻，pp.133-138，2005.
- 調査団長 玉井信行：平成16年7月北陸豪雨災害調査報告書，土木学会 平成16年7月北陸豪雨災害緊急調査団，2005年5月.
- 福井新聞社：福井豪雨 報道記録集，福井新聞社，2004.

第3章 中流域における河道内の洪水流

第4章 中山間地における氾濫流

4. 1 概説

近年では、地球温暖化による集中豪雨や降雨量の増加などによる河川の氾濫が頻繁に発生しており、河川における治水の側面が改めて重要視されるようになった。これまでの治水対策は、主にダムや堤防等による河川改修といった洪水被害軽減などのハード面における対策が行われてきた。しかし、ハード対策の完成には長い年月と莫大な費用がかかる上、自然現象である豪雨は改修計画規模を上回る可能性もあり、河川改修などのハード対策だけでは住民の安全を担保するには不十分である。このため、ある程度の氾濫を許容した対策、すなわち水防活動、住民への防災情報の提供、早期避難の誘導など危機管理対策が人的被害を最小限に抑えるために必要となっている。そのような状況において、現在ではハードとソフトの連携がとれた治水対策への転換がなされている。

信頼度の高いハザードマップの作成や避難体制の確立などのソフト対策を講じる際には氾濫流解析を実施し、氾濫流の挙動予測に基づいて行われている（栗城ら，1996）。氾濫流解析は大河川の平野部などに限定されて利用されてきたが、現在では治水工事の経済効果やハザードマップの作成のために中小河川や流域勾配の大きい山間部河川に対しても多く適用されている。氾濫流解析の最大の利点は種々の条件下で現象を予測でき、時間的な変化を視覚的に表現できることである。したがって、降雨発生から洪水発生、破堤・越水といった過程のなかで、水文現象が変化したときに氾濫の様子がどのように変化するかを把握することができ、氾濫の状況に応じた対応を考える際の重要な手段となっている。

氾濫解析を行う一般的な手法としては、①河道内の洪水流下を再現する過程、②河道から氾濫原への氾濫水の流出を再現する過程、③氾濫水の氾濫原での挙動を再現する過程、の3過程に分類され、主に、①においては1次元不定流モデル（例えば、福岡ら，1989）、②では横越流式（例えば、秋山ら，2010）、③では平面2次元不定流モデル（例えば、福岡ら，1998；細山田ら，2005）が用いられる。

河川が氾濫することによって重大な被害が想定される都市域では、ソフト対策としてハザードマップの整備が重要であるが、ハザードマップを作成する際に実施される都市域の氾濫解析においては、モデル作成の困難さが指摘されている。川池ら（2002）は都市域の氾濫解析モデルについて、計算領域の格子分割手法による3手法（デカルト座標系、一般曲線座標系、非構造格子）と道路網をネットワーク化する手法で計算し、計算結果の比較を行うとともにそれら計算手法の特徴を示している。一方、中山間地の市街地に隣接する河川では、集中的な豪雨により河道内水位が急激に上昇し、河川から溢水した氾濫流が市街地の道路を濁流となって流れるため、このような中山間地特有の氾濫流をモデル化するためには様々な工夫が必要と考えられる。

平成16年7月の福井豪雨では、福井市、鯖江市、大野市、旧美山町、旧今立町、池田町を中心に、電気や水道などのライフライン、道路、公共施設等も壊滅的な打撃を受けた（保積ら，2005）。鯖江市で特に被害の大きかった河和田町では、中山間地特有の氾濫形態により、河和田川の上下流で大規模な越水が生じ、多くの家屋で床上、床下浸水を引き起こし

第4章 中山間地における氾濫流

た．この豪雨災害の福井市街足羽川左岸および鯖江市河和田地区における浸水被害については、山本（2005）によって被害時の浸水の状況や浸水深、洪水堆積物の詳細な調査が行われ、報告されている．

本章では、中山間地における洪水氾濫について検討することを目的に、平成16年7月の福井豪雨における河和田川の氾濫状況を、直交矩形格子を用いた河道と氾濫原の包括的な氾濫流の数値解析によって再現することを試み、浸水深の痕跡と冠水区域図を基に計算結果の検証を行う．

4. 2 河和田川の概要

河和田川は、九頭竜川水系の一級河川であり、鯖江市の西方に位置している．河和田川は、鯖江市の河和田地区を流下しながら、天神川、血川と合流し、鞍谷川に合流している．鞍谷川は、鯖江市内で浅水川に合流し、福井市境で日野川に合流する．河和田川が流れる河和田地区は北、東、南の三方を山に囲まれた東西に延びる細長い山間低地である．河和田川は、河和田地区を西に向かって流れ、北から天神川、血川を合流する．標高100 mの上流部から標高20 mの下流部までを約10 kmで流下する中山間河川である．

福井豪雨時には、河和田地区において家屋全壊4棟、家屋半壊40棟、床上浸水建物239棟、床下浸水263棟となっている．図-4.1に国土地理院ホームページに掲載された鯖江地域冠水区域図を示す．

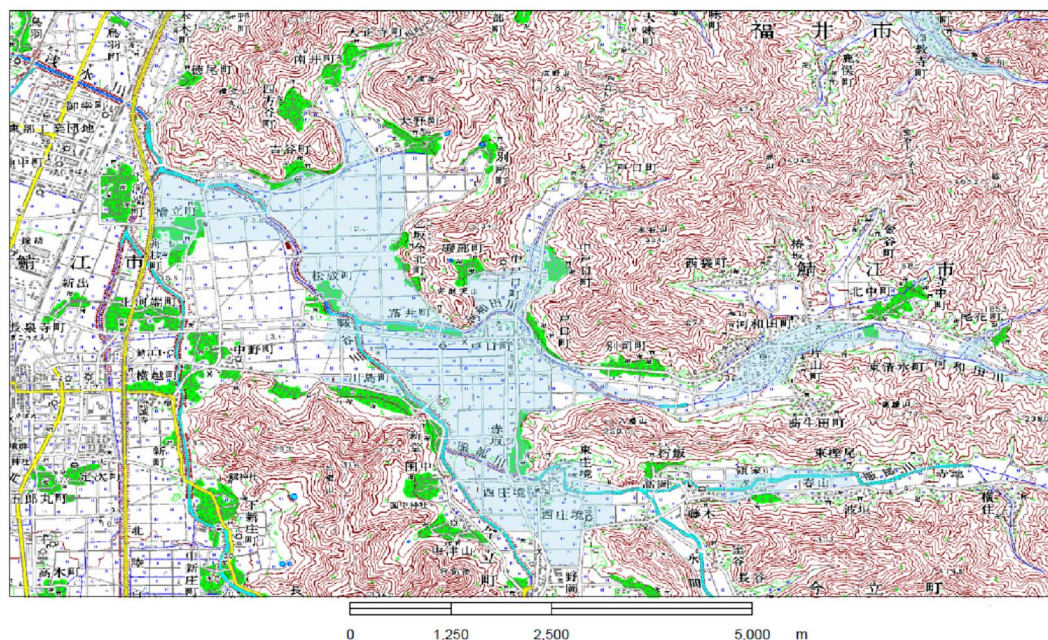


図-4.1 鯖江地域冠水区域図
(引用：国土地理院，福井豪雨関連)

4. 3 氾濫流の数値解析

4. 3. 1 数値解析法

(1) 基礎方程式

河和田地区における氾濫解析においては、平面2次元流れの非線形長波方程式を用いて、河道内と氾濫原を分割せずに計算を行った。数値解析に用いた基礎方程式は、連続式（式(4.1)）と運動方程式である非線形長波方程式（式(4.2）、(4.3)）である。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (4.1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{MN}{h} \right) = & -gh \frac{\partial(z^* + h)}{\partial x} \\ & + A_h \left(\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M}{\partial y^2} \right) - \frac{gn^2}{h^{7/3}} M \sqrt{M^2 + N^2} \end{aligned} \quad (4.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{MN}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{N^2}{h} \right) = & -gh \frac{\partial(z^* + h)}{\partial y} \\ & + A_h \left(\frac{\partial^2 N}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 N}{\partial y^2} \right) - \frac{gn^2}{h^{7/3}} N \sqrt{M^2 + N^2} \end{aligned} \quad (4.3)$$

ここに、 t は時間、 x 、 y は空間座標、 M 、 N は x 、 y 方向の線流量、 z^* は地盤高、 g は重力加速度、 h は水深、 A_h は水平渦動粘性係数、 n はManningの粗度係数である。平面2次元の氾濫流解析において一般的に用いられる運動方程式では、粘性項を無視するものも多いが、本研究においては粘性項を含む運動方程式を用いた。

なお、流れ場の計算において、地形標高と水深の関係から隣り合う格子の水塊が不連続となった場合には越流公式（式(4.4)）を用いた。

$$M, N = 0.35h\sqrt{2gh} \quad (4.4)$$

(2) 計算アルゴリズム

図-4.2に氾濫流の数値解析における計算のフローチャートを示す。まず、地形データや河道の初期水位、粗度係数などの初期条件および重力加速度などの各種パラメータを設定する。河川流量の時間変化は、河道の上流端に水位の時系列データを与えることとした。

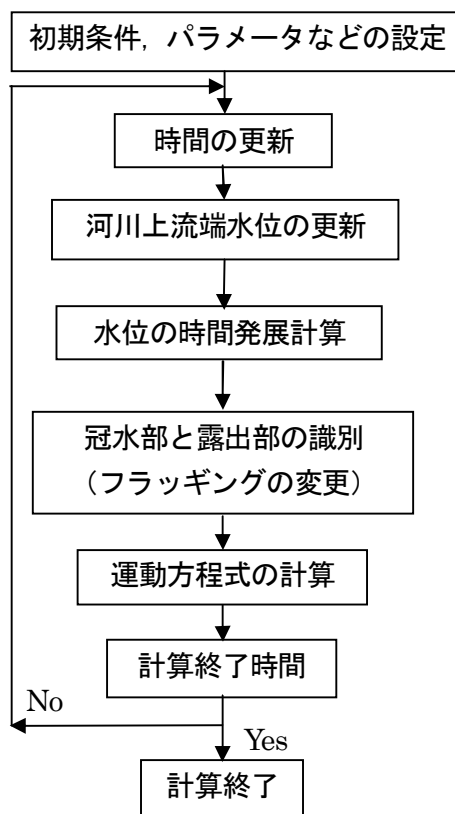


図-4.2 計算のフローチャート

また，計算領域の端部における境界条件は自由流出とした．氾濫流の計算は，連続式により水位の時間発展を算出し，冠水部と露出部の識別を行った後，運動方程式により流れ場の計算を行う．以上の計算過程を時間ステップ毎に繰り返すことにより，氾濫流の伝播を計算することができる．

流れ場の計算においては，運動方程式を冠水部の格子についてのみ適用させれば良いので，冠水部と露出部の識別を時間ステップ毎に行う．冠水部と露出部の識別は，水深の最小値 ε を境界値として設定し，水深が ε 以下ならば露出部， ε 以上ならば冠水部とした．なお，連続式は露出部と判定された格子についても計算するので，冠水部と露出部が時間的に変動することになる．水位の時間発展の計算において，冠水部から露出部に变化する際に水位の値が負となる格子が発生する場合がある．本解析ではこれを補正するために，負の水深に格子面積をかけた体積分を線流量に補正線流量として与え，周囲の格子の冠水状況を参照しながら格子水深がゼロとなるように調整するアルゴリズムを導入した．

本解析対象地域である河和田地区を流れる河川は，上流及び中流区間において堀込河川となっており，下流区間においても築堤されていない箇所が多い．そこで，本氾濫解析においては，河道を堀込河川として表現し，河道として設定した格子からの溢水による流れを氾濫流として計算した．

(3) 計算条件

図-4.3 に解析対象領域の地形標高図を示す。対象地域は、平成16年の福井豪雨で被害を受けた鯖江市河和田地区を流れる河和田川周辺の東西8.5 km、南北2.78 kmとした。計算においては、対象地域を格子幅20 mの直交矩形格子（東西425格子、南北139格子）で分割した。地形データは、北海道地図(株)の10 mメッシュ地形データを基に、現地調査の結果により、河川を-3.0 m、田畑を-0.5 m地形標高を修正して計算に用いた。図-4.4 に修正前後の地形データの比較を示す。また、計算時間は、上流での氾濫と下流での氾濫の時間差を考慮して3時間(10800 s)とし、計算時間の刻み幅を0.1 sとした。計算格子には地目に応じた粗度係数を与えた。表-4.1 に計算条件、表-4.2 に粗度係数を示す。

図-4.5 は、鯖江地区冠水区域図に計算領域内に設定した河川経路を重ねた図である。図中の①～⑦の河川上流端へ時間的に変化する水深を与えることにより、降雨による流入流量の変化を表現した。これにより、河道として設定された格子を流下した洪水流が、勾配の緩い所や河川の合流する所で、氾濫を生じることとなる。また、上流における水位上昇が下流に到達するまでの変化が再現されるため、上流と下流の氾濫開始の時間差が表現できる。河川の上流端に与える水深の時系列データにおいて①から⑥の地点では、計算開始からの1時間でピーク水位まで徐々に水深が増加していき、その後2時間かけて元の水深まで減少していくように設定した。なお、⑦の地点については、計算領域外からの流入流量が多い河川であるため、はじめの1時間は徐々に水深が増加し、その後1時間ピーク水深をキープした後に元の水深まで減少していくように設定した。また、河川として設定した格子には、初期水深を1 mと設定した。

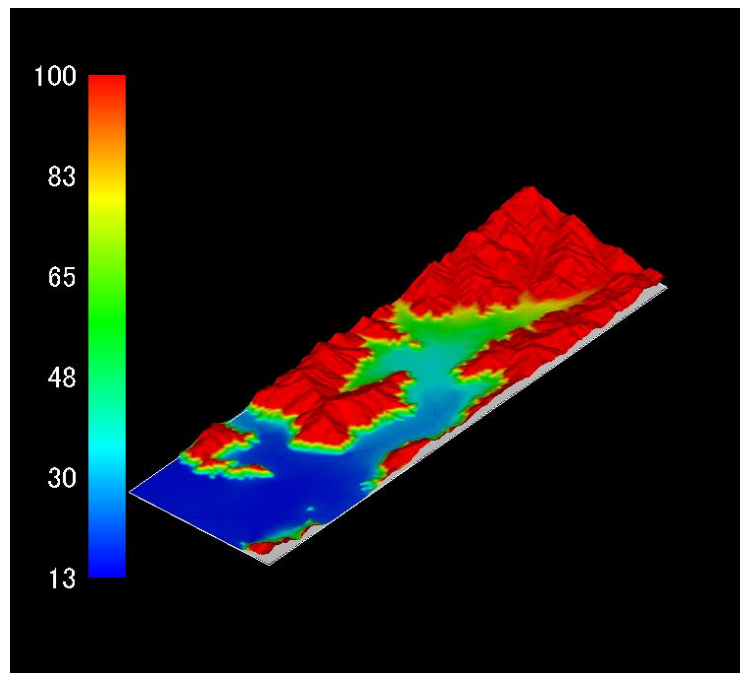


図-4.3 解析対象領域の地形標高図

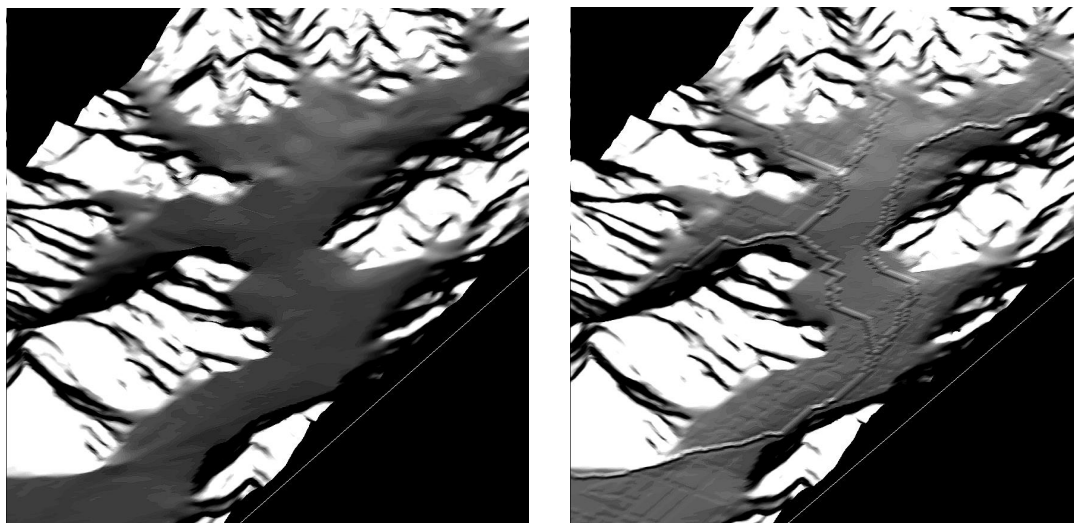


図-4.4 地形データにおける河川・水田の地形の修正

表-4.1 計算条件

計算時間	計算間隔 Δt	0.1 s
	計算時間 t_{end}	10800 s (3 hr)
格子数	東西方向	425 格子
	南北方向	139 格子
格子サイズ		20 $m \times 20 m$
水平渦動粘性係数 A_h		0.1 m^2/s
水深の最小値 ε		0.0001 m

表-4.2 Manning の粗度係数

地目	粗度係数 ($m^{-1/3} \cdot s$)
山林	0.060
水田、畑	0.025
宅地	0.075
道路	0.010
河床	0.032



図-4.5 冠水区域の河川経路

計算においては、各河川の上流端に設定するピーク水位を2ケース設定した。第Ⅰのケース (CaseⅠ) は、豪雨災害後の河川改修工事が行われる際に設定された計画流量を基に、各河川の概算流量を算定し、上流端のピーク水位を設定した。第Ⅱのケース (CaseⅡ) は、河和田地区の最大時間降雨量と各河川上流端に流れ込む流域面積を基に、式 (4.5) によりピーク流量を算出し、上流端のピーク水深を設定した。

$$Q_{\max} = \frac{f r A}{3.6} \quad (4.5)$$

ここに、 Q_{\max} はピーク流量、 f は流出係数、 r は雨量強度、 A は流域面積である。

4. 3. 2 計算結果の検証

氾濫流解析の計算結果の検証は、浸水深と冠水域により行った。図-4.6 に浸水深検証地点の位置を示す。豪雨災害時の鯖江地域における浸水深データは、山本 (2005) による報告以外には詳細な調査資料がない。そこで、地域の方々への聞き取りなどによって、A, B, C の3地点の浸水深を推定し、山本の報告に記載されたD地点 (河和田郵便局) の浸水深と合わせて4地点の浸水深を豪雨時の想定浸水深とし、A地点を0.5m, B地点を0.7m, C地点を0.7m, D地点を1.0mとした。また、冠水域については、図-4.1 に示した鯖江地域冠水区域図と計算結果を比較した。

CaseⅠおよびCaseⅡにおいて、各上流端に設定した水位時系列のデータと氾濫流の1時間毎の氾濫状況の図を、表-4.3, 図-4.7 および表-4.4, 図-4.8 に示す。

(1) 浸水深による検証

図-4.9, 図-4.10 に CaseⅠ, CaseⅡ の計算で得られた浸水深検証地点での水深の時系列を示す。CaseⅠの結果では、上流から順に水深が増加していき計算開始後約90分でD地点の水深が最大となった。その後、順に約100分後にC地点、約130分後にA地点、約



図-4.6 浸水深検証地点

第4章 中山間地における氾濫流

表-4.3 Case I の上流端の時間毎の水深

	水深(m)						
地点	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
時間(分)							
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
60	1.10	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	4.50
120	1.05	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	4.50
180	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

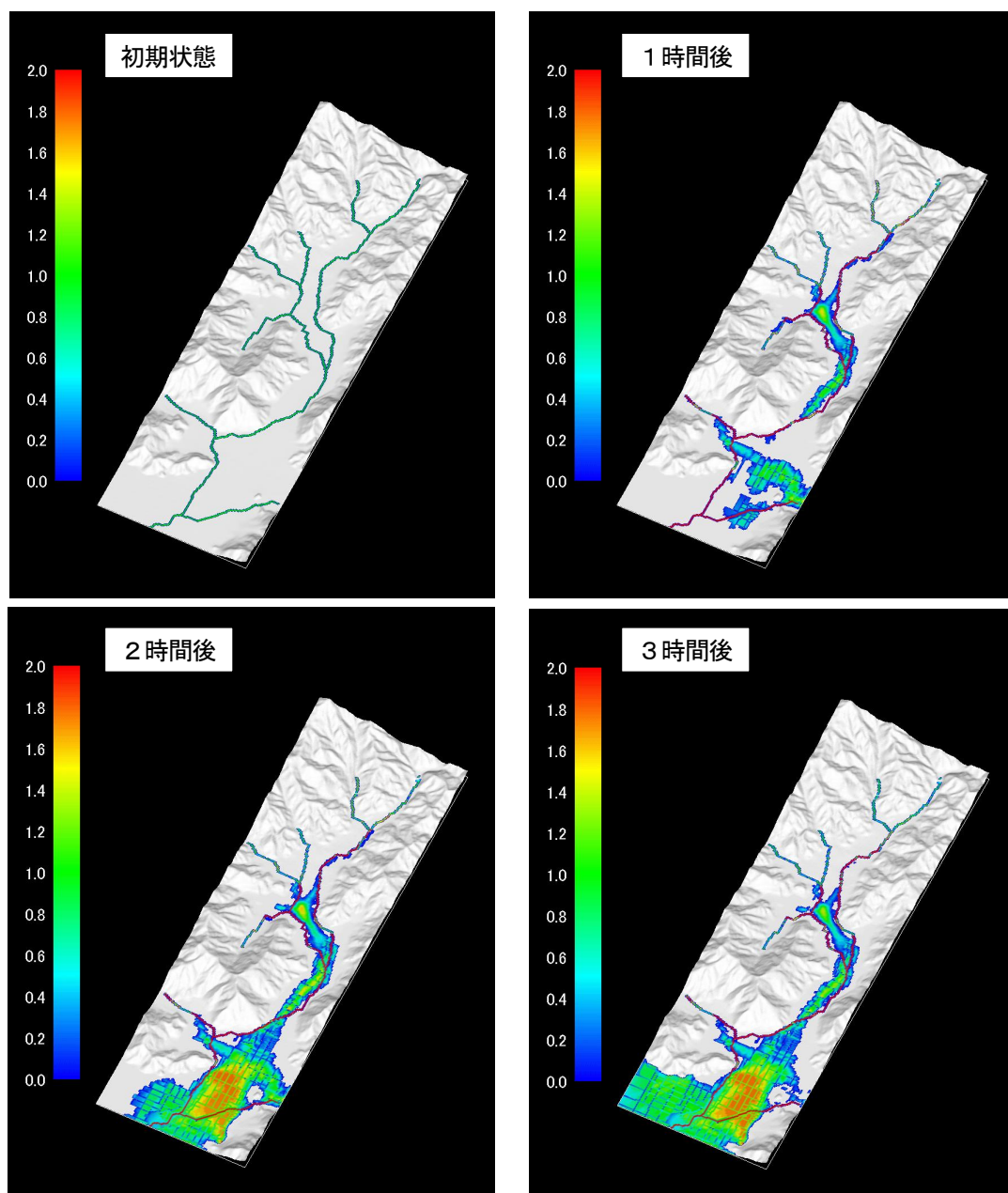


図-4.7 氾濫流の計算結果 (Case I)

表-4.4 CaseⅡの上流端の時間毎の水深

地点 時間(分)	水深(m)						
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
60	1.40	1.50	1.20	1.20	1.50	1.70	4.50
120	1.20	1.25	1.10	1.10	1.25	1.35	4.50
180	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

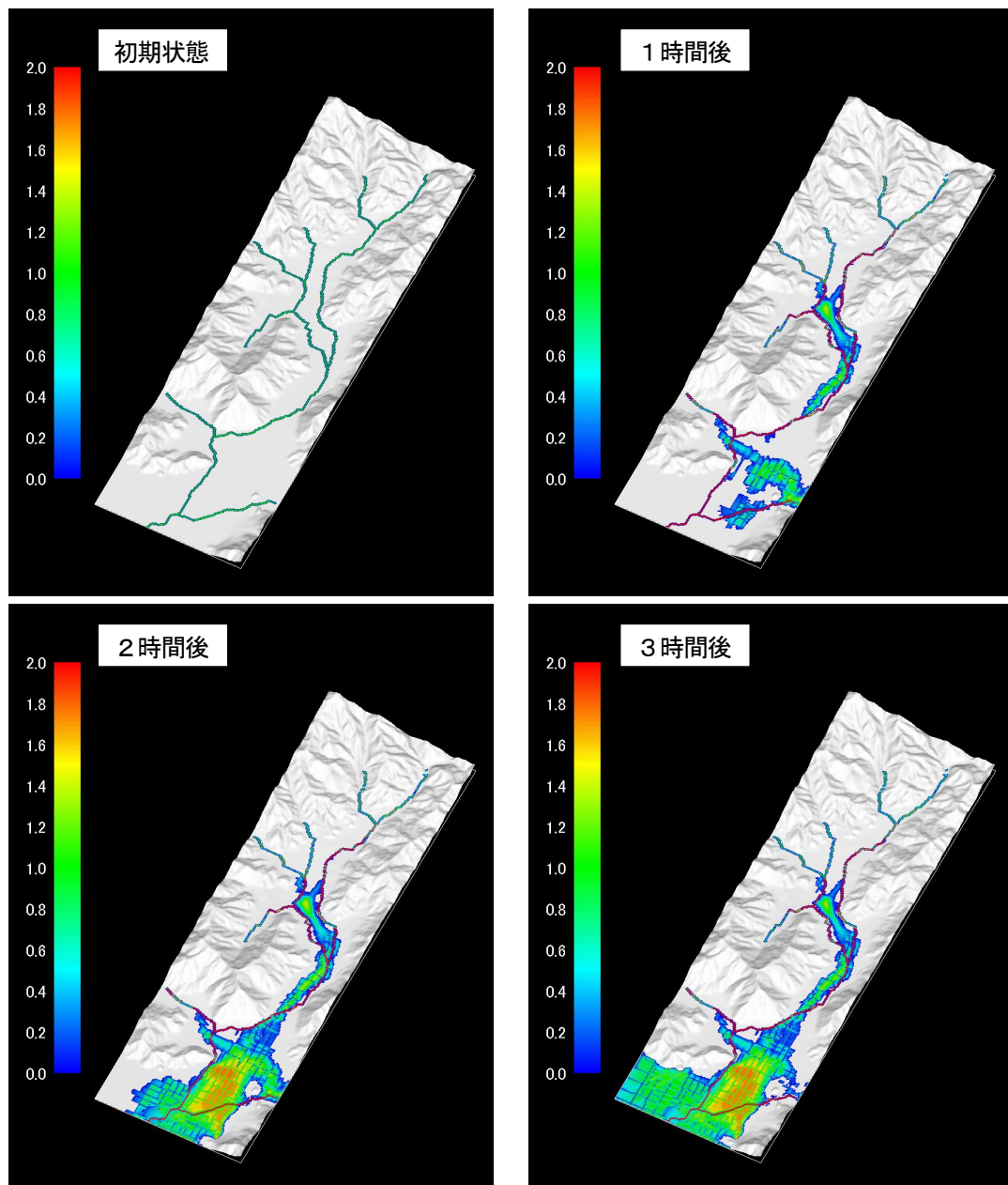


図-4.8 氾濫流の計算結果 (CaseⅡ)

第4章 中山間地における氾濫流

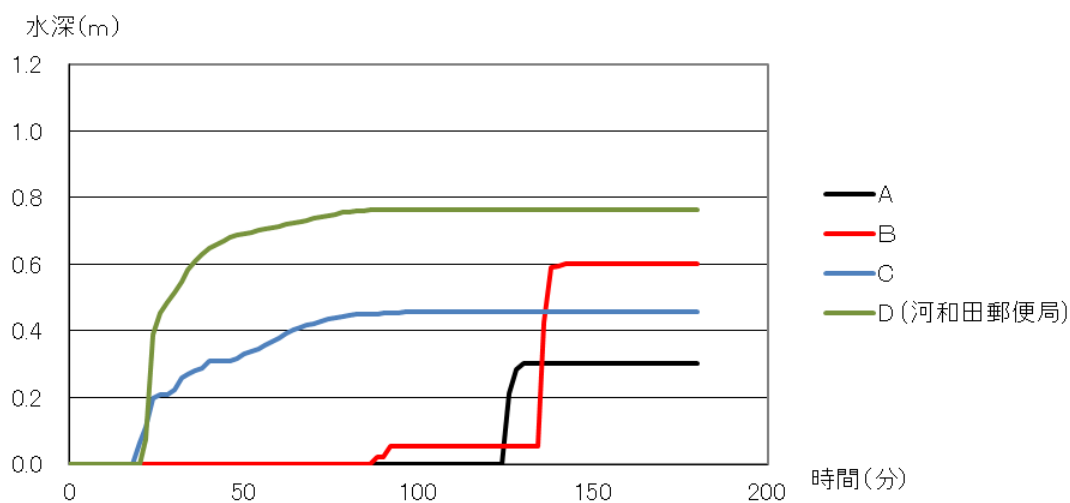


図-4.9 Case I での各地点の水深変化

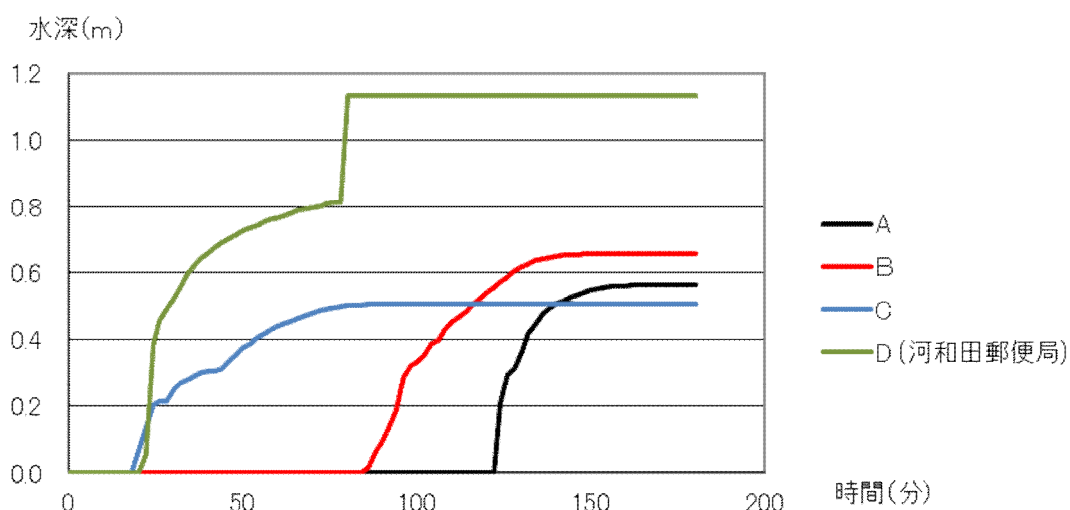


図-4.10 Case II での各地点の水深変化

150 分後に B 地点の水深が最大となった。また、各地点における浸水深は、A 地点で 0.302 m, B 地点で 0.602 m, C 地点で 0.458 m, D 地点で 0.765 m となった。Case II の結果では、上流から順に水深が増加していき計算開始後約 80 分で D 地点の水深が最大となった。その後、順に約 90 分後に C 地点、約 150 分後に B 地点、約 160 分後に A 地点の水深が最大となった。また、各地点における浸水深は、A 地点が 0.563 m, B 地点が 0.659 m, C 地点が 0.505 m, D 地点が 1.132 m となった。表-4.5 に想定浸水深と計算結果における各地点の浸水深を示す。

Case I と Case II の各地点における水深の時系列 (図-4.9, 図-4.10) を比較すると、D, C 地点と B, A 地点の浸水開始時刻には、約 1 時間の時間差を生じている。また、各地点それぞれの浸水開始時刻は、2 つのケースではほぼ同時刻であった。豪雨時の氾濫状況につ

いての記録には、上流地域に対して下流地域では浸水開始時刻に1時間程度の遅れがあったことが記されており、実施した数値解析の結果は氾濫流の流れを概ね再現できている。各地点の水位上昇については、Case I の B 地点で約140分後に不連続な形の急激な水位上昇が見られる。Case II の D 地点でも約80分後に同様の水位上昇が見られる。これらの急激な水位上昇の原因については、未だ明確な答えを見いだせていない。しかし、その他の地点においても浸水開始時には急激な水位上昇を示しており、Case I の B 地点や Case II の D 地点で浸水開始時と同等の流入があったとも考えられる。

想定水深との比較では、Case I の各地点の浸水深はすべて想定浸水深よりも低い結果となった。Case II の浸水深は、A 地点と B 地点で想定水深と概ね一致しており、C 地点と D 地点においても Case I より想定浸水深に近い値となった。

(2) 冠水区域による検証

図-4.11 に計算結果において河川からの氾濫が確認された地点(図中 a ~ i)を示す。国土地理院の鯖江地域冠水区域図(図-4.1)と Case I, Case II の氾濫流の計算結果(図-4.7, 図-4.8)を比較すると、冠水区域は概ね一致している。計算結果の2つのケースでは、冠水区域はほぼ同じ範囲であった。ただし、図-4.11 中の c 地点東側の地域は、国土地理院の冠水区域図では冠水区域に含まれていないが、計算結果においては冠水区域に含まれている。なお、山本の調査では c 地点東側の地域について、浸水深が 25 cm 以下ではあるも

表-4.5 浸水深の比較

	A 地点	B 地点	C 地点	D 地点
想定浸水深	0.500 m	0.700 m	0.700 m	1.000 m
Case I	0.302 m	0.602 m	0.458 m	0.765 m
Case II	0.563 m	0.659 m	0.505 m	1.132 m

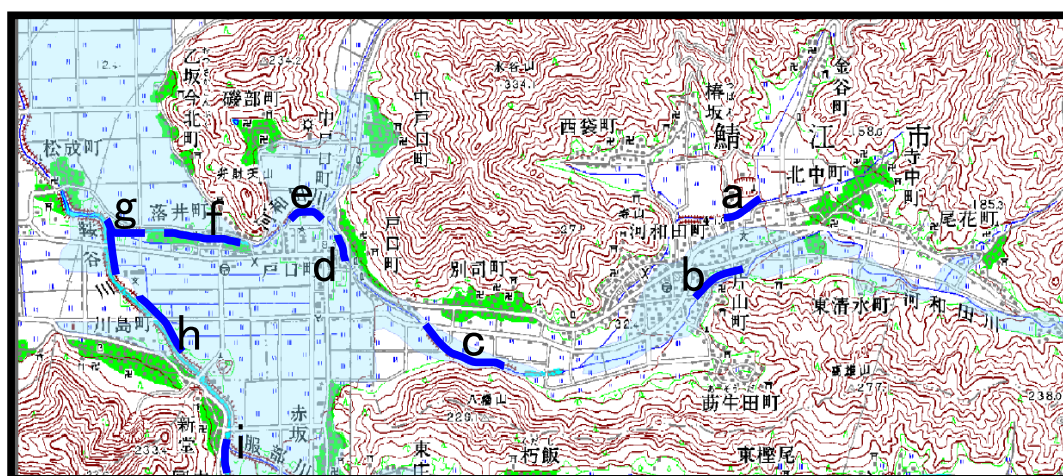


図-4.11 計算結果における氾濫地点

第4章 中山間地における氾濫流

のの浸水域として示している。また、図-4.11 中の i 地点東側の地域は、国土地理院の冠水区域図では冠水区域に含まれているが、計算結果では計算開始後 10 分程度で浸水が始まり、約 2 時間後に水が引き始めている。

4. 4 結語

本章では、中山間地の市街地に隣接する河川が氾濫した際の、氾濫流の流下する状況を明らかにすることを目的に、中山間地で大規模な氾濫被害を生じた平成 16 年 7 月福井豪雨時の河和田川流域を対象に氾濫流の数値解析を実施し、計算結果の検証を行った。

以下に、本章で得られた主要な結論を要約する。

- 1) 中山間地河川を堀込河川として表現し、河道内の洪水流と氾濫原の氾濫流を包括した流れの計算方法を提案し、河川合流地点からの溢水や氾濫流の流れが解析可能であることを示した。
- 2) 福井豪雨時の河和田地区での浸水深の調査資料や地域住民への聞き取り調査により想定浸水深を設定し、氾濫解析の計算結果との比較から、両者は概ね一致することを示した。また、提案した計算方法において、上流域での氾濫と下流域での氾濫の浸水開始時刻差を表現できることを示した。
- 3) 提案した計算方法において、10mメッシュの DEM データに水田、道路などの微細な標高の修正を加えて氾濫解析を行い、福井豪雨時の鯖江地域の冠水区域を概ね再現できることを示した。

参考文献

- 栗城稔, 末次忠司, 海野仁, 田中義人, 小林裕明: 氾濫シミュレーション・マニュアル (案) —シミュレーションの手引き及び新モデルの検証—, 土木研究所資料, 第3400号, 1996.
- 福岡捷二, 藤田光一: 福断面河道の抵抗予測と河道計画への応用, 土木学会論文集, No. 411/II-12, pp. 63-72, 1989.
- 秋山壽一郎, 重枝未玲, 梅木雄大, 伊藤雄亮: 破堤氾濫流の横越流特性と河道・氾濫域包括解析の適用性の検討, 水工学論文集, 第54巻, pp. 853-858, 2010.
- 福岡捷二, 川島幹雄, 横山洋, 水口雅教: 密集市街地の氾濫シミュレーションモデルの開発と洪水被害軽減対策の研究, 土木学会論文集, No. 600/II-44, pp. 23-36, 1998.
- 細山田得三: 7.13 新潟豪雨災害での住宅区域の氾濫解析, 水工学論文集, 第49巻, pp. 589-594, 2005.
- 川池健司, 井上和也, 林秀樹, 戸田圭一: 都市域の氾濫解析モデルの開発, 土木学会論文集, No. 698/II-58, pp. 1-10, 2002.
- 保積克彦, 宮島昌克, 吉田雅穂: 2004年福井豪雨におけるライフライン被害, 中部支部研究発表会講演概要集, pp. 3-4, 2005.
- 山本博文: 平成16年福井豪雨における福井市街足羽川左岸および鯖江市河和田地区における浸水被害について, 平成16年7月新潟・福島, 福井豪雨災害に関する調査研究報告書 (文部科学省科学研究費 (特別研究促進費 (1) 研究成果報告書, 高濱信行代表), 121-136, 2005.
- 国土地理院ホームページ 福井豪雨関連のページ
<http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/SAIGAI/16fukui/higai-zyoukyou/kansuizu.html>
- 国土交通省北陸地方整備局: 急流河川における浸水想定区域検討の手引き, 河川部技術資料, 2003. <http://www.hrr.mlit.go.jp/river/gsiryo/index.html>
- 榎田真也, 石田啓, 玉井信行: 福井豪雨における足羽川山間渓流域の洪水氾濫解析, 日本海域研究, 第40巻, pp. 19-30, 2009.

第4章 中山間地における氾濫流

第5章 洪水流中の移動物体の運動

5. 1 概説

近年頻発する豪雨災害においては、山間地の斜面崩壊による樹木の流出や氾濫原における様々な構造物の漂流による被害の拡大が指摘されている(例えば、藤森ら、2008)。洪水氾濫に伴う流木群の振る舞いは、中川ら(1993)によって基礎的な実験を踏まえた流木のラグランジュ的運動追跡法と氾濫水のオイラー的挙動解析を組み合わせた数値解析法の検討がなされている。木材、船舶、自動車などの比重が流体より小さいか同程度の漂流物は、流れと一体化して総体的に流体とともに運動すると考えられ、地盤と物体の間の抵抗力が流体力に比べて十分小さいとみなすことができる。一方、ある程度地盤中に根入れのある建設構造物や比重が大きく地盤と接する底面の摩擦抵抗が無視できない物体などでは、流体と一体化して流れる速度まで加速できず、流体力と底面摩擦による抵抗力を受けながら変位する。このような物体の運動においては、物体の運動が流体に及ぼす作用も流体の運動式に反映されなければならない。

このような流体中を移動する物体について数値的に解く方法は、海岸工学の分野における津波と漂流物の問題として様々な研究がなされている。津波の外力を受けて移動・漂流する物体の運動を数値計算で評価するためには、津波の遡上計算と物体の運動の連成計算が必要となる。流体の運動と物体の運動との連成計算の手法として、例えば川崎らは(川崎ら(2005), (2006), (2007)), 固気液多層乱流モデル(DOLPHIN-2D, DOLPHIN-3D)を用いた研究を行っており、米山らは((2008a), (2008b), (2009)), VOF法およびFAVOR法を用いた研究を行っている。これらの研究は断面2次元および3次元を対象として、直接NS方程式を解く計算となっている。これらの方法は大変精緻であるが、その分、計算時間が長いものと考えられる。そのため計算に用いられた物体が単一の浮体であることが多く、計算対象とした空間は3次元であっても長水路のような2次元性が高いものであり、平面2次元計算のような広がりを持った領域で、数多くの漂流物を取り扱っているわけではない。一方、ある程度平面的な広がりを持った空間を対象とした計算では、安野ら(2007)や中川(2000)により、車両や木材の具体的な形状に対して投影面積と津波による流速および抵抗係数(ドラッグ係数)を用いてモリソン公式等で求めた外力によって物体の移動を計算している。また、藤井ら(2005)は船舶の形状をバネで繋結した粒子として近似し、個別要素法を用いて解析を行なっている。これらの計算方法では、津波の流速から実験式を用いて流体力を評価する点や、形状の近似方法が粒子の集合体としている点で実際の現象との乖離が生じていることも指摘されており、物体に作用する外力(圧力とせん断力)をその具体的な形状において評価するというところをある程度放棄して成立する計算手法であるといえる。このため、流れに対して抵抗力となる物体と地盤間の摩擦や回転トルクに対する摩擦抵抗力、さらに津波が移動物体に衝突した際に生じる反射波や物体の移動速度が流体に与える運動学的な境界条件など、移動物体と流体との相互作用を評価することができない。このように、海岸工学の分野の津波と漂流物の問題に関する研究においては、精密な計算方法を行うものと、ラフに計算する手法が混在している状況にあると考えられる。

第5章 洪水流中の移動物体

本章では、これらの問題を解決していく新たな1つの方向性として、正方格子で被覆された2次元平面空間において、任意の形状を有する物体を近似的に表現する手法(細山田ら, 2002; 田安ら, 2004)を用いて流体中を移動する物体と周囲流体との連成計算を実施する。本章の計算では、洪水流中の移動物体に着目し、水中の物体の運動に関する数値解析および浸水域の物体の運動に関する数値解析を実施し、計算結果の妥当性について検証を行う。

5. 2 静止直交格子による移動物体の表現方法

5. 2. 1 巻き付き判定法

直交格子上で移動物体を計算する手法は、境界条件の処理が困難になるものの基礎方程式の取り扱いが容易で精度も高いと考えられる。例えば中川(2000)が洪水氾濫による流木の移動に対して適用しており、小野(2002)、朴ら(2000)に紹介されているように、今後は設計などに用いられていく可能性が高い方法と言える。

流体と物体の判別には、巻き付き判定法と呼ばれる方法を用いた。この方法は、細山田ら(2002)によって初めて流体計算の中に導入されたものであり、田安ら(2004)において海水中のブロックの挙動について検討されているが、そのまま洪水流中の構造物の挙動についても用いることが可能である。図-5.1に巻き付き判定法の概略を示す。

図-5.1の中で番号付きの黒丸によって示された点は、移動物体の外形を構成する物体外周点であり、物体はそれらを結ぶ閉曲線の内側となる。巻き付き判定法では、まず物体外周点座標を静止直交座標の各格子の中心点(例えばA点またはB点)を原点とする座標に変換する。次に、物体外周点を結ぶ線分に変数を与え、外周点を結ぶ線分の変数の総和を求める。線分に与える変数は以下に示した5つの法則に従う。

- ① Xの値が正から負に移りY軸との交点が正の時: -1
- ② Xの値が負から正に移りY軸との交点が正の時: $+1$
- ③ Xの値が正から負に移りY軸との交点が負の時: $+1$
- ④ Xの値が負から正に移りY軸との交点が負の時: -1
- ⑤ Y軸と交差しない: 0

変数の総和が $+2$ あるいは -2 の場合、その格子は閉曲線の内点であり物体部と判定され、変数の総和が 0 の場合は閉曲線の外点であり流体部と判定される。従って、図-5.1のA点では外周点1から2の線分の変数が $+1$ 、外周点6から7の線分の変数が $+1$ 、その他の線分の変数が 0 、変数の総和が $+2$ となり物体部と判定される。一方、B点では外周点1から2の線分の変数が $+1$ 、外周点6から7の線分の変数が -1 、その他の線分の変数が 0 、変数の総和が 0 となり流体部と判定される。

以上の判定は、すべての格子で計算する必要はなく、移動後の物体重心から構造物の大きさを考慮した範囲の格子についてのみ計算すれば良い。また、構造物に識別番号を与えることで構造物毎に巻き付き判定法を適用することが可能であり、一つの流れ場の中に複数の構造物を扱うことが可能である。なお、巻き付き判定法では、格子毎に流体部または

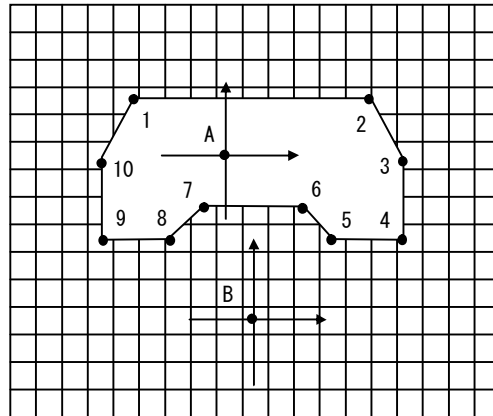


図-5.1 巻き付き判定法の概略図

物体部の判定を行うため、物体は格子の集合体として表現され、流体と物体の境界は格子集合体の外辺によって構成されることとなる。ただし、物体の形状は、物体の外周点によって構成されているので、物体の移動を外周点の移動として計算すれば物体の形状そのものが変形することはない。しかし、移動前の巻き付き判定法で判別された物体部格子数と移動後の物体部格子数が同数とならない場合が生じる。物体を構成する格子数の違いによる面積誤差は、物体の大きさと格子サイズの比によって誤差の大きさも変化するが、その誤差は累積する性質のものではない。

5. 2. 2 物体の並進運動と回転運動

流れの中にある物体の運動は、重心周りの回転運動と重心の並進運動の和で表すことができる。すなわち、物体の回転角と並進距離が算出できれば、物体の外周点を重心周りに回転、並進させることで移動する物体を表現することが可能となる。

物体外周点の座標移動は、以下の手順で行った。

- ①物体の重心から見た外周点の初期の相対座標 (x_i, y_i) , $i = 1 \sim N$, N は構造物の外周点数) を求める。
- ②式 (5.1) に示す回転角 θ の回転に関する 1 次変換と重心の並進距離 (X_G, Y_G) との和 $((X'_i, Y'_i), i = 1 \sim N)$ を計算する。
- ③物体の外周点を移動させる。

$$\begin{pmatrix} X'_i \\ Y'_i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \theta & -\sin \theta \\ \sin \theta & \cos \theta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_i \\ y_i \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} X_G \\ Y_G \end{pmatrix} \quad (5.1)$$

なお、以上の手順によって移動させた外周点を結ぶ物体の面積は、移動の前後において変化することはない。

5. 2. 3 格子サイズによる物体面積誤差の検討

図-5.2 に示すように、矩形直交格子で分割された計算領域の中に置かれた構造物の形状は、構造物の輪郭を構成している外周点を直線で結ぶことによって表現している。図中の白丸で示した格子は、巻き付き判定法により物体内部と判定された格子を表している。曲面を有する物体においては、外周点が多いほど正確に構造物を表現できることになるが、この図からも明らかなように、複雑な物体を格子の集合体によって表現する精度は、格子サイズを小さくすることによって向上する。したがって、物体形状を構成する点が多いほど精度が向上するわけではないので、格子サイズに対応した外周点としておくことが望ましい。

図-5.3 には、矩形格子(短辺長 a) が並進運動と 1 ラジアン分の回転運動をした場合、その運動を 200 の時間方向ステップに分割して真値との相対誤差が格子サイズに応じてどのように変化するのかについて 1 例を示している。当然ではあるが、基本的には相対的な格子

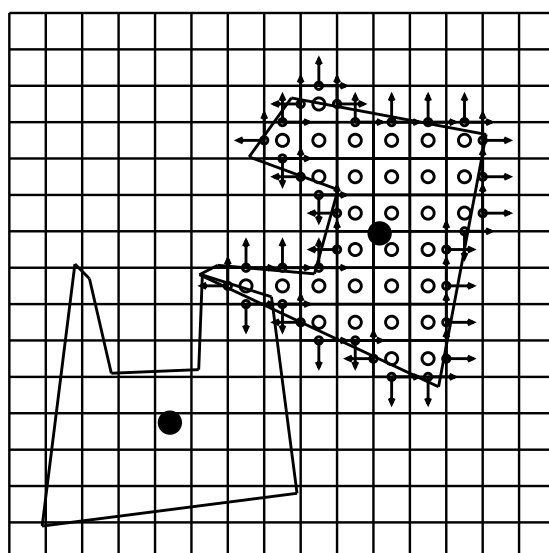


図-5.2 剛体の状態からの変位と回転

○：構造物の配置，矢印：格子の法線・接線方向
●：物体の重心位置

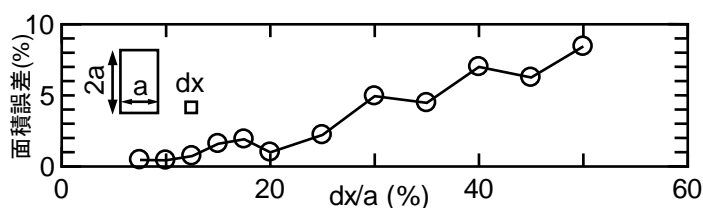


図-5.3 物体と格子のサイズの違いによる面積誤差の変化
(矩形構造物の並進と回転(1rad)運動中の平均値)

サイズ dx/a が大きくなると誤差が大きくなる傾向が示された。また、構造物の短辺長が 30 %を超えると誤差が 5 %を超えることから、 $dx/(\text{短辺長})$ が 25 %を下回るような格子サイズで計算することが望ましい。

5. 3 水中の物体の運動に関する数値解析

5. 3. 1 数値解析法

(1) 流体の基礎方程式

水中の物体を取り扱う際の流体の基礎方程式は、以下に示す 2 次元非圧縮性流体に対する連続式 (式(5. 2)) と Navier-Stokes 方程式 (式(5. 3), (5. 4)) を用いる。

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (5. 2)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \quad (5. 3)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) \quad (5. 4)$$

ここに、 u , v : 流速の水平、鉛直方向の成分、 P : 圧力、 ρ : 流体の密度、 ν : 動粘性係数である。なお、非圧縮性流体の仮定より密度 ρ は一定となる。これらの式で未知数は、速度 u , v , 圧力 P である。

非圧縮性流体運動の解法には、HSMAC 法 (SOLA 法) を用いた。この方法は、Navier-Stokes 方程式によって変数の時間発展を直接計算し、連続式を利用して Newton 法による流速と圧力の緩和計算を行い、圧力と流速の更新値を求めるものである。計算格子にはスタッガード格子を採用し、移流項の計算については風上差分と中心差分の重み付き平均を使用した。非圧縮性流体の一般的な解法である MAC 法では、圧力のポアソン方程式を解くプロセスがあり、圧力の境界条件について十分配慮する必要がある。今回用いた HSMAC 法 (SOLA 法) は、圧力の変動が流速の発散値の正負に応じて調整されるのみであり、圧力の境界条件を陽的には利用していないため、複雑な形状を持った物体でも容易に計算することが可能である。

(2) 物体の運動方程式

本計算で x , y 方向の重心の並進距離 X_G , Y_G , 物体の回転角 θ は、物体に作用する外力である x , y 方向の流体力 f_x , f_y , 流体力による重心まわりのモーメント M をそれぞれ式(5. 5)～(5. 7)の運動方程式に適用することにより求めた。

$$m \frac{d^2 X_G}{dt^2} = f_x \quad (5.5)$$

$$m \frac{d^2 Y_G}{dt^2} = f_y \quad (5.6)$$

$$I \frac{d^2 \theta}{dt^2} = M \quad (5.7)$$

ここに、 m は物体の質量、 I は物体の重心まわりの慣性モーメントであり、物体を剛体と仮定しているため一定値である。ただし、複雑な形状を有する物体の場合の m と I は、初期の外周点情報から巻きつき判定法によって判定された格子情報を用いて計算した。

流体力 f_x , f_y は、流体セルと物体セルの境界面に作用する各方向の圧力成分を境界上で総和をとることによって求めた。流体力による重心まわりのモーメント M は、境界上の微小部分に作用する圧力と物体重心からの距離によって算出される微小部分の外力のモーメントを全境界上で総和をとることにより求めた。

式(5.5)～(5.7)の3つの2階常微分方程式は、重心の並進移動量 X_G , Y_G の1回時間微分が物体の並進移動速度 V_x , V_y , 角度 θ の1回時間微分が角速度 ω となるため、これらの変数を導入し、2回微分を1回微分の式(5.8)～(5.10)に変換することができる。本計算では、これら6本の1回微分方程式を陽的に時間積分することによって各量の時間発展を算出した。

$$\text{水平運動} \quad \begin{cases} m \frac{dV_x}{dt} = f_x \\ \frac{dX_G}{dt} = V_x \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_x = \int \frac{f_x}{m} dt \\ X_G = \int V_x dt \end{cases} \quad (5.8)$$

$$\text{鉛直運動} \quad \begin{cases} m \frac{dV_y}{dt} = f_y \\ \frac{dY_G}{dt} = V_y \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_y = \int \frac{f_y}{m} dt \\ Y_G = \int V_y dt \end{cases} \quad (5.9)$$

$$\text{回転運動} \quad \begin{cases} I \frac{d\omega}{dt} = M \\ \frac{d\theta}{dt} = \omega \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \omega = \int \frac{M}{I} dt \\ \theta = \int \omega dt \end{cases} \quad (5.10)$$

(3) 計算条件

物体が流体内を移動する場合，物体の表面では，運動学的境界条件として物体の移動速度と流体の速度が一致しなければならない．つまり，物体表面の境界条件は物体の移動速度を与えればよいことになる．

物体の移動速度は，物体の並進速度と重心まわりの回転による速度の各成分の和である．物体の回転速度は，重心からその点までの距離に角速度を乗じたものであり，回転方向を向いている．したがって，物体表面の移動速度は，回転速度を角度に応じて x , y 方向に分解した速度と，並進速度の和となる．本計算では，物体と流体の境界にこの境界条件を与えることで，物体が移動する際に流体を押しやる現象が計算できるようになる．

図-5.4 は，2次元の計算領域の概略を示している．計算領域の左右端で流体の流入出の境界条件を与えている．ただし，流入出の境界条件を強制的に与えることは計算が不安定化することや境界上での圧力の反射などが発生する場合があるため，ここでは両端境界から数格子分だけ（図-5.4 中で示した計算領域の左右端の灰色で示した部分）運動方程式に式(5.11)の項を付加した．

$$\text{各項右边} + \begin{cases} -\gamma(u - U_i) & ; \text{水平運動方程式} \\ -\gamma(v - 0) & ; \text{鉛直運動方程式} \end{cases} \quad (5.11)$$

ここに， U_i , γ は両端境界での流入・流出流速および係数である．式(5.11)は運動方程式の右边に付加することにより，変数の値を誘導する効果があり，係数 γ を空間的に分布させることによって，誘引する効果の強弱をつけることができる．本計算では両端境界から数格子分だけこの項が付加されているが，境界からの距離に対して線形的に γ の値は小さくなっている．この条件により両端の境界近くで水平流速 u は一樣な流速 U_i に，鉛直流速 v はゼロになるよう誘導され，計算が安定化し収束が速まることが期待される．

計算領域は，図-5.4 に示したように直交矩形格子とし，縦の格子数を500，横の格子数を800，格子間隔を縦横ともに0.1 cm とした．計算時間は100 s 間とし，計算時間の刻み幅を0.01 s とした．また，動粘性係数を0.015 cm²/s として計算を行った．

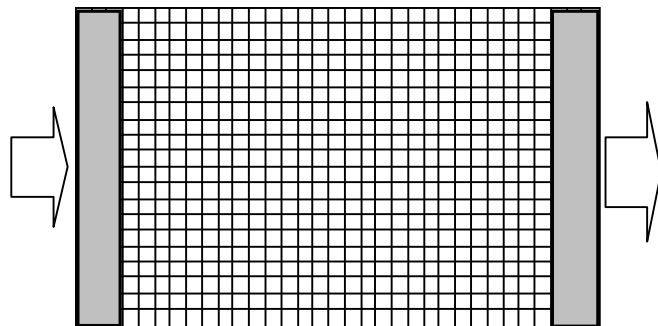


図-5.4 2次元計算領域概略図

(4) 計算アルゴリズム

図-5.5 に水中の物体の運動に関する数値解析における計算のフローチャートを示す。まず，物体外周点座標や各種パラメータなどの初期条件を設定する。流体部の計算には，HSMAC 法（SOLA 法）を用い，運動方程式から仮の流速を算出した後，連続式により流速と圧力の更新値を算出する。次に，物体周りの圧力の総和を取り流体力とモーメントを求め，物体の運動（並進，回転）を計算し，物体外周点を移動させる。移動させた物体外周点で巻き付き判定法を行い，各格子について流体部と物体部の判定を行う。さらに，物体部と流体部の境界において，流体部の境界条件として物体の速度を与える。以上の計算過程を時間ステップ毎に繰り返すことによって，水中の物体の運動と周囲流体との連成計算を行うことができる。

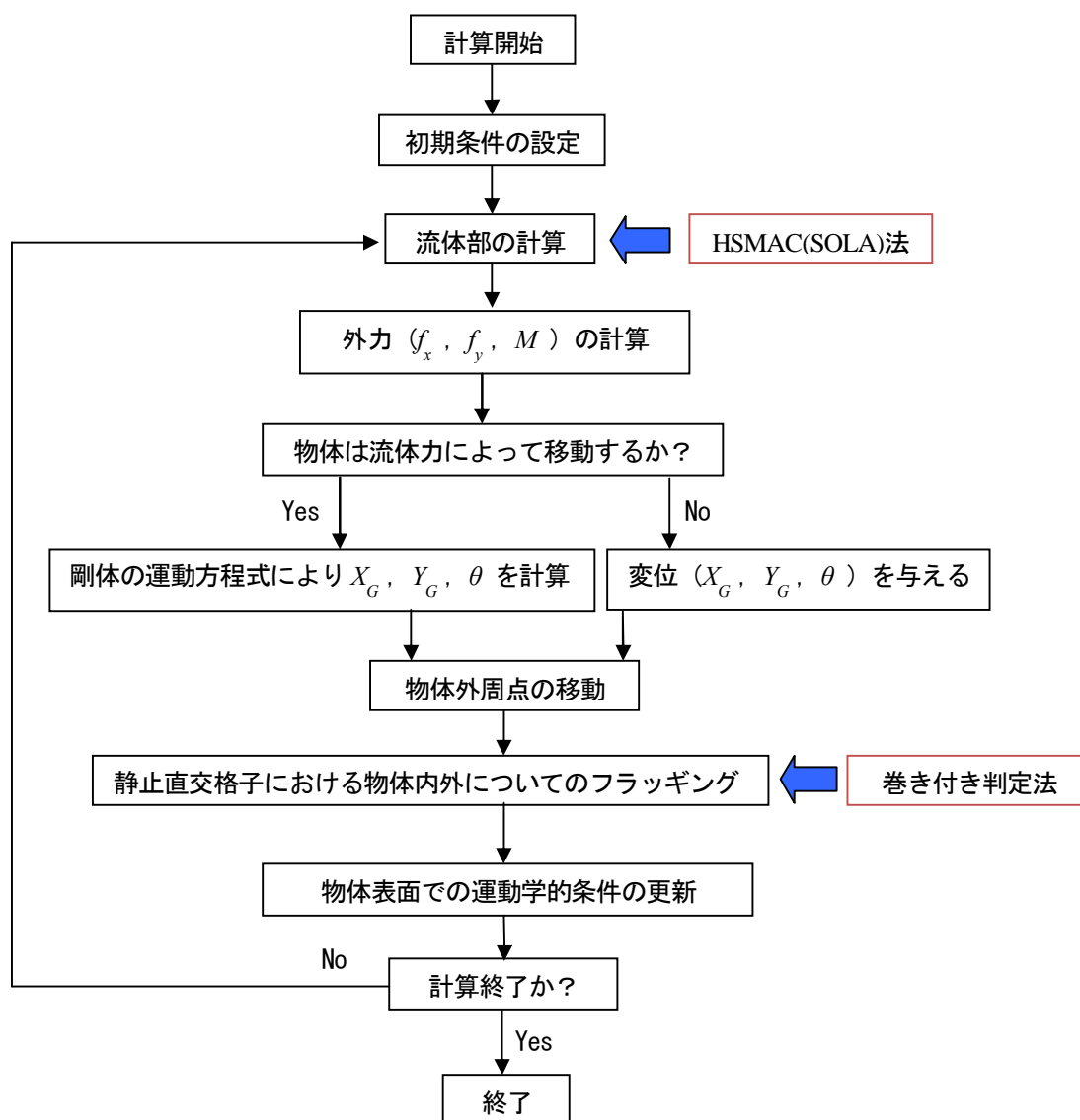


図-5.5 フローチャート

5. 3. 2 計算結果の検証

(1) 一様流中の固定円における計算結果

図-5.6 は一様流中に静止状態の円（静止円）およびその場で回転する円（回転円）を設置した場合の周囲流体の流速ベクトルを表している．ここでは，計算領域の格子点 (220, 250) の位置に直径 13 cm の円を設置し，回転円においては時計回りに角速度 3.0 度/s を与えた．流体には領域の左側から右側に向かって初期流速 0.3 cm/s を与えている．この条件で Reynolds 数は 260 となる．図-5.6 上段に示した静止円周りの流れでは，円の遮蔽領域で上下対称の双子渦が形成されており，従来の室内実験で得られた流れの現象が再現されている．一方，図-5.6 下段に示した時計回りに回転する円の周りでは，流体が円の回転に引きずられ，流れ方向と回転方向が一致する回転円の上部で流れが加速され，流れ方向と回転方向が逆向きとなる回転円の下部で流速は減速されている．

図-5.7 は静止円および回転円に作用する圧力の時刻歴の一部を示している．静止円に作用する圧力は，鉛直方向には作用せず，水平方向にのみ周期的に作用していることが分かる．一方，回転円では水平方向に周期的な圧力が作用するとともに，鉛直方向に正の圧力が作用しており，図に対して上向きの力が作用していることが分かる．ただし，水平力に比べて鉛直力に顕著な波動成分は見られない．この現象はマグヌス効果と呼ばれ，野球において投手が投げる変化球の球に作用する力として一般的に知られている．

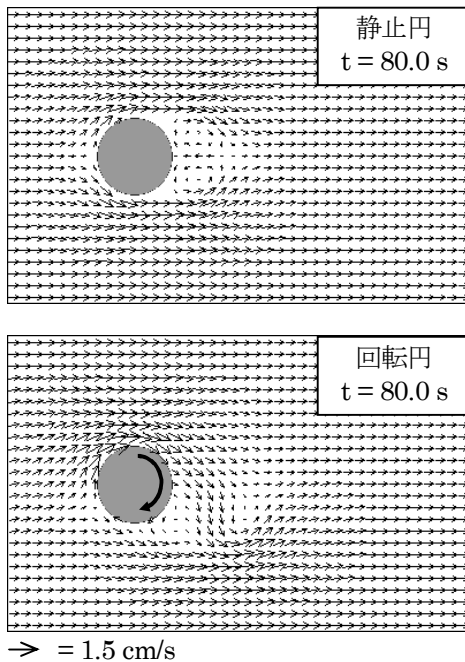


図-5.6 静止円および回転円周りの流速ベクトル

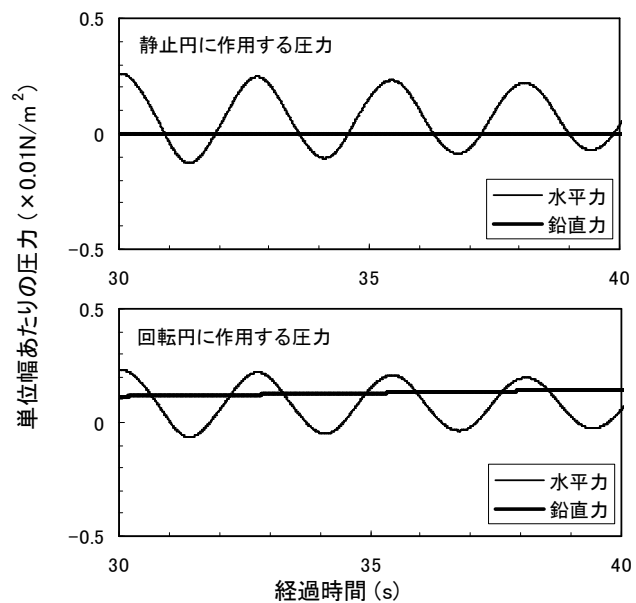


図-5.7 静止円および回転円に作用する圧力

第5章 洪水流中の移動物体

(2) 一様流中で移動する物体における計算結果

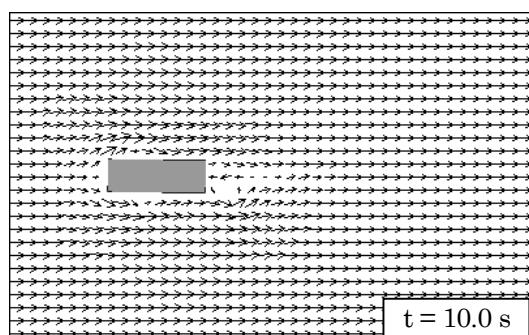
図-5.8, 図-5.9 は流体力を受けて矩形物体および多角形物体が流体中を移動する様子を
示している。なお、これら2つのケースでは初期流速を 5.0 cm/s とし、物体の密度を 24 g/cm^3
として計算した。図-5.8 の矩形物体では、物体後部に生じた渦の影響により物体が
わずかながら回転し、流下方向に移動する様子が確認できる。一方、図-5.9 の多角形物体
では下部の形状が凹型であるため物体の下部で渦が生じ、物体上部と物体下部で流速差が
生じることとなり、上向きの力が作用し、図の上方に移動しながら流下方向に移動する様
子が確認できる。

5. 4 浸水域の物体の運動に関する数値解析

5. 4. 1 数値解析法

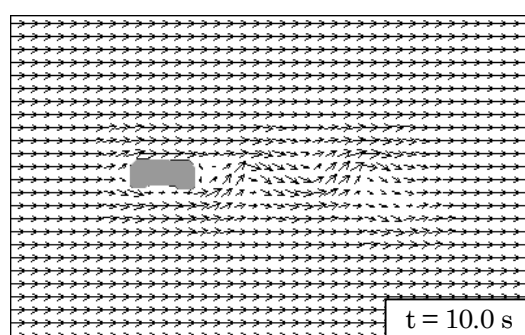
(1) 流体の基礎方程式

浸水域の物体を取り扱う際の流体の基礎方程式は、第4章で示した汜濫流の基礎方程式
と同様に平面2次元流れの連続式(式(4.1))と運動方程式である非線形長波方程式(式
(4.2), (4.3))を用いて行った。また、流れ場の計算において、地形標高と水深の関係か
ら隣り合う格子の水塊が不連続となった場合には、第4章と同様に越流公式(式(4.4))を用
いて算出する。



→ $=15.0 \text{ cm/s}$

図-5.8 矩形物体の移動と流速ベクトル



→ $=15.0 \text{ cm/s}$

図-5.9 多角形物体の移動と流速ベクトル

(2) 物体の運動方程式

氾濫原の構造物に作用する流体力は、福岡ら(1997)の実験的研究によって構造物前面と構造物背面の静水圧の差と一致することが示されている。したがって、物体輪郭の法線方向に作用する外力は、構造物の外側格子点の水位を用いて静水圧を計算し、この静水圧の値を物体の輪郭線（巻き付き判定法で物体部として判定された格子群の外縁となる格子の辺）に沿って積分することで、 x 、 y 2方向の水平力 F_x 、 F_y が算出される。また、法線方向の圧力に比して影響が小さいと思われるが、物体に作用する流れのせん断力を水平方向の速度勾配に乱流粘性係数を乗じて算出し、物体の輪郭線で積分した値をそれぞれの方向の合力として F_x 、 F_y に付加した。さらに、重心座標と流体力作用点（格子の辺上の輪郭の近似点）の関係（位置ベクトルと流体力の外積の絶対値）から、重心周りの回転モーメント（トルク） T を算出した。これら3つの外力 F_x 、 F_y 、 T には、それぞれに対抗する摩擦抵抗 R_x 、 R_y 、 R_T が作用する。並進する方向についての摩擦力 R_x 、 R_y は物体の水中重量に静止摩擦係数および動摩擦係数を乗じることによって求める。回転に対する摩擦抵抗のモーメントは、回転の中心である物体重心から物体内の格子中心点までの距離とその格子点の摩擦抵抗力との積として計算した。物体が移動し始める閾値は、それぞれの外力が静止摩擦抵抗力を上回るかどうかで判定し、移動を開始したら並進と回転の運動方程式を用いて次の時間ステップの物体の位置を求めた。

運動方程式の時間に関する2階微分は、重心の並進移動量 X_G 、 Y_G の1回時間微分が物体の並進移動速度 V_x 、 V_y 、角度 θ の1回時間微分が角速度 ω となるため、これらの変数を導入し、2回微分を1回微分の式(5.12)～(5.14)に変換することができる。本計算では、これら6本の1回微分方程式を陽的に時間積分することによって各量の時間発展を算出した。

$$m \frac{\partial V_x}{\partial t} = \begin{cases} 0 & : V_x = 0, |F_x| \leq |R_{xs}| \\ F_x + R_x & : V_x = 0, |F_x| > |R_{xs}|, R_x = -\text{sgn}(F_x) |R_{xs}| \\ F_x + R_x & : |V_x| \neq 0, R_x = -\text{sgn}(V_x) |R_{xD}| \end{cases} \quad (5.12)$$

$$\frac{\partial X_G}{\partial t} = V_x$$

$$m \frac{\partial V_y}{\partial t} = \begin{cases} 0 & : V_y = 0, |F_y| \leq |R_{ys}| \\ F_y + R_y & : V_y = 0, |F_y| > |R_{ys}|, R_y = -\text{sgn}(F_y) |R_{ys}| \\ F_y + R_y & : |V_y| \neq 0, R_y = -\text{sgn}(V_y) |R_{yD}| \end{cases} \quad (5.13)$$

$$\frac{\partial Y_G}{\partial t} = V_y$$

$$\left. \begin{aligned} I \frac{\partial \omega}{\partial t} &= \begin{cases} 0 & : \omega = 0, |T| \leq |R_{TS}| \\ T + R_T : \omega = 0, |T| > |R_{TS}|, R_T = -\text{sgn}(T) |R_{TS}| \\ T + R_T : |\omega| \neq 0, R_T = -\text{sgn}(\omega) |R_{TD}| \end{cases} \\ \frac{\partial \theta}{\partial t} &= \omega \end{aligned} \right\} \quad (5.14)$$

ここに、摩擦力 R_{xs}, R_{ys} は x, y 方向の静止摩擦力, R_{xD}, R_{yD} は x, y 方向の動摩擦力, R_{TS}, R_{TD} は静止摩擦による回転抵抗モーメント, 動摩擦による回転抵抗モーメントである. $\text{sgn}()$ は、かつこ内の数値の符号である. 回転角 θ と角速度 ω は反時計方向を正としている. なお、式(5.12)～(5.14)における各摩擦力は、静止状態、静止から動き出す状態、既に動いている状態の3つに場合分けされている. これらの式を時間積分することによって流体力を受けながら時々刻々移動する物体の位置を算出した.

物体の運動についての計算は、計算領域を被覆する2次元の計算領域を1度掃過するだけで、物体の個数とは無関係な演算回数によって処理できる. このため、物体の個数が増えても計算の負荷はさほど増大しない.

(3) 計算条件

計算領域は直交矩形格子により分割し、 x, y 方向の格子数をそれぞれ 300 格子 (600 m)、格子間隔を両方向ともに 2 m とした. 計算領域の右端を流入境界とし、上下端境界および左端境界には自由透過条件を設定した. 物体部と流体部の境界における運動学的境界条件は、5. 3. 1 節 (3) と同様に物体表面の移動速度を流体側への境界条件として設定した. なお、物体の移動速度においては、速度が十分小さくなると物体の移動速度をゼロにするアルゴリズムを付加している.

浸水域への氾濫流の流入は、計算領域右端にピーク水位が 3.5 m となる水位の時系列データを与えることにより再現した. 計算領域の地形は、標高 3.0 m から -7.0 m までの一様勾配とした. したがって、右端境界から流入した氾濫流は、津波の遡上と同様に陸域へ浸水する状況となる.

(4) 計算アルゴリズム

図-5.10 に浸水域の物体の運動に関する数値解析における計算のフローチャートを示す. まず、地形標高データ、物体外周点座標や各種パラメータなどの初期条件を設定する. 流体部の計算には、第4章で示した氾濫流の基礎方程式と同様に平面2次元流れの運動方程式と非線形長波方程式を用いて行った. 次に、物体周りの水位により静水圧を算出し、その総和を取って流体力とモーメントを求め、摩擦力と抵抗モーメントを算出した後、物体の運動（並進、回転）を計算し、物体外周点を移動させる. 移動させた物体外周点で巻き付き判定法を行い、各格子について流体部と物体部の判定を行う. さらに、物体部と流体

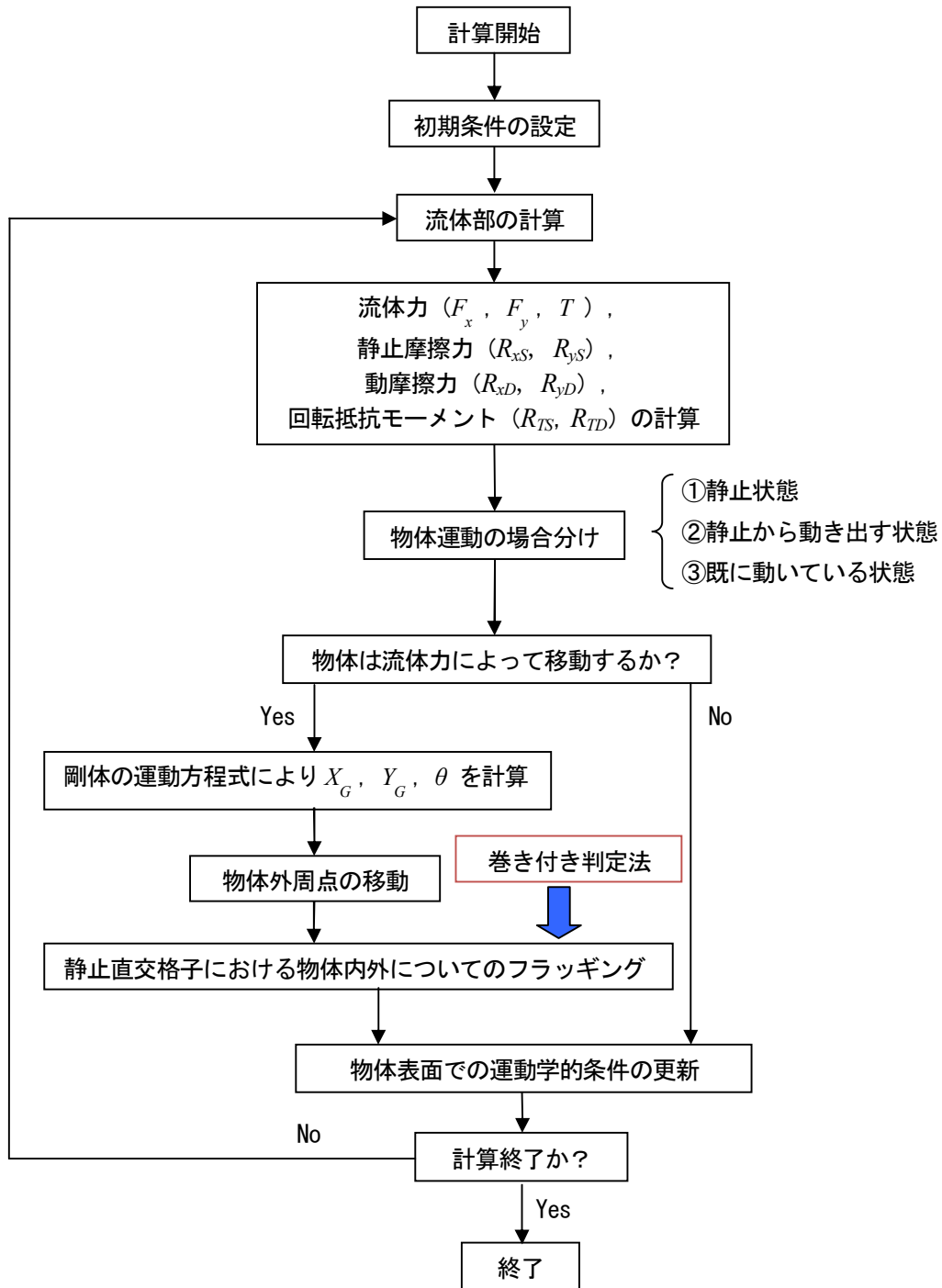


図-5.10 フローチャート

部の境界において、流体部の境界条件として物体の速度を与える。以上の計算過程を時間ステップ毎に繰り返すことによって、水中の物体の運動と周囲流体との連成計算を行うことができる。

5. 4. 2 計算結果の検証

(1) 棒状の構造物における計算結果

図-5.11 は、仮想地形上に棒状のモデル構造物(80 m × 7.25 m, 初期位置での y 方向遮蔽距離約 40 m)を水際線に対して角度をつけて設置し、図の右から左に氾濫流を遡上させた結果を示す。図の左側は、水平流体力とトルクの時系列、右は構造物の変位であり、右図中の●は重心である。図に示した4つのケースは、上段が構造物を固定して移動させない場合であり、それより下の段は、構造物の空中重量と動摩擦係数、静止摩擦係数を変化させたものである。静止摩擦係数はケーソンの耐波安定性の検討に用いられる0.6を最大とし、動摩擦係数はそれよりも小さい値を種々与えている。いずれのケースも F_x は概ね負となっており、これは x 方向が氾濫流の遡上方向と逆になっていることに対応している。 F_y は構造物の形状によって氾濫流が構造物の y の正側を通過し、 y の負の側の面は遮蔽されているため、負の値をとることが多い。またトルクについても時計回りに作用しやすいために、基本的には負の値となっている。構造物が移動する3つのケースでは、固定しているケースに比して最大水平力が10分の1程度となっており、構造物の回転に応じた時系列の変動が見られる。質量と摩擦係数が大きい場合(2段目)は、若干回転するが概ね x 方向に並進運動をしている。質量が大きく、摩擦係数が小さいケース(3段目)では、回転運動が大きく、 x の負の方向に移動する速度が早いことがわかる。また、氾濫流の遡上方向に対して、構造物の向きが回転によって変化することでトルクが正・負の間で変動している。このケースでは、75 s 後に構造物が計算領域外に押し出されるため、流体力の値もその時間以降は算出されていない。質量・摩擦係数ともに小さいケース(4段目)は、流体力に応じて構造物が比較的軽い外力で変動するため、外力やトルクが他のケースよりも小さくなっている。このケースにおいても82 s 後には構造物が計算領域外に押し出され、流体力の値もその時間以降は算出されていない。

移動物体に作用する流体力を模型実験などによって定量的に評価することは困難であるため、ここでは静止している構造物の流体力について評価を行う。2次元構造物に作用する流体力(抗力) D は、流速と物体の投影面積 A およびレイノルズ数(Re)の関数となる抗力係数 C_D によって算出することができる。氾濫流の作用状態は高レイノルズ数状態と考えられるため、 $Re = 10^5$ とした場合には角柱および円柱の抗力係数 C_D が1~2程度となる。よって、抗力係数 C_D を1.0とすれば、遮蔽幅約40 m、高さ2.5 mの角柱($A=100 \text{ m}^2$)で氾濫流の流速 U が10 m/sの場合の流体力 D は5000 kNとなり、図-5.11の上段の流体水平力の合力と一致している。

(2) 様々な形状の構造物群における計算結果

図-5.12 には、図-5.11 の場合と同じ計算領域において様々な形状の構造物を配置した集合状態として計算を行った結果を示す。図中の矢印が入射方向である。図中の点する白い領域は、構造物に衝突するか、構造物に乗り上げた氾濫流の局所的な水位上昇である。構造物の形状に応じて変位量が異なる様子が示されている。このように構造物が複数個であっても単体の構造物を対象とした計算との計算時間の差は少ない。

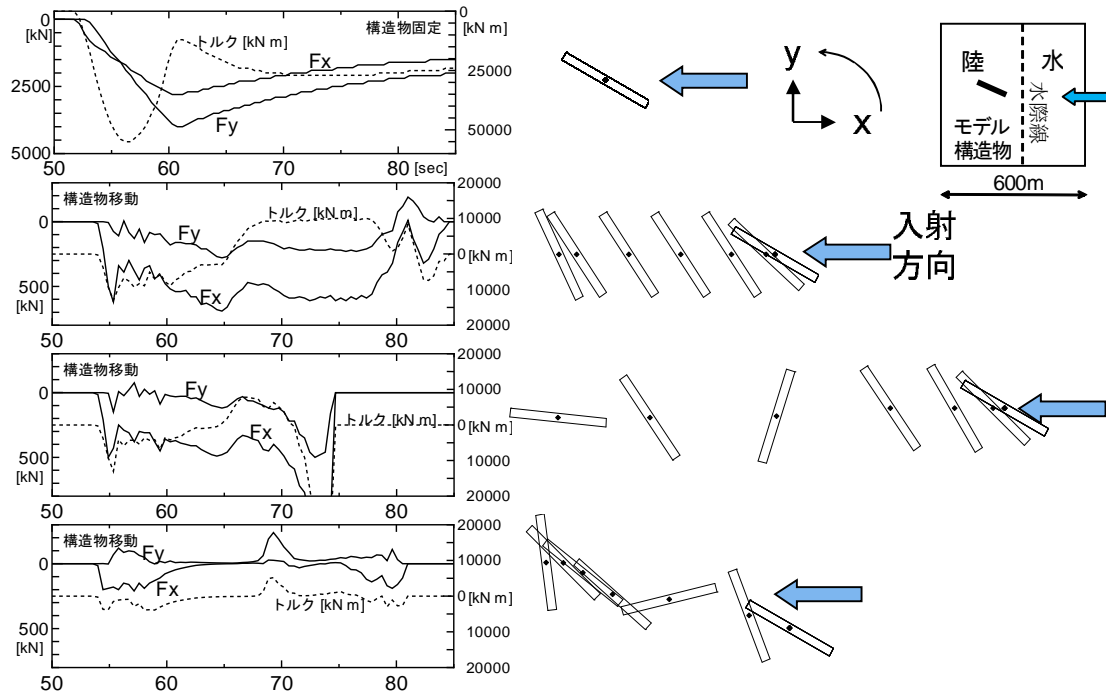


図-5.11 棒状の構造物に作用する流体水平力(F_x , F_y)

およびトルクの時系列 (長さ 80 m, 幅 7.25 m)

上段：構造物固定

2 段目：質量大・摩擦係数大

3 段目：質量大・摩擦係数小

4 段目：質量小・摩擦係数小

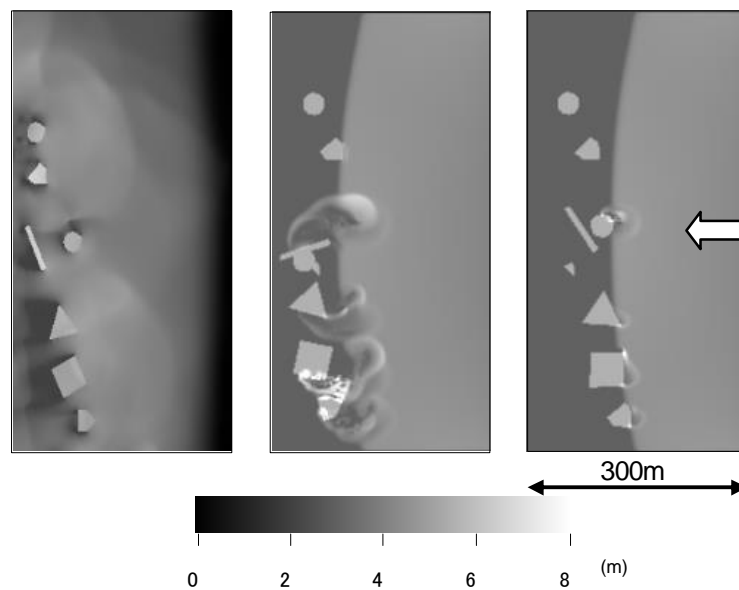


図-5.12 集合状態の構造物に作用する氾濫流と構造物の移動

(右から左に向かって時間が進行. 氾濫流は右から左に遡上)

第5章 洪水流中の移動物体

5. 5 結語

本章では、豪雨災害時の被害を拡大させる洪水流中の漂流物に着目し、流体と物体の連成計算を行う手法を提案するとともに、洪水流中の移動物体の運動について、水中を運動する物体の数値計算と浸水域を運動する物体の数値計算を行った。

以下に、本章で得られた主要な結論を要約する。

- 1) 流体中を移動する物体と流体の相互作用について巻き付き判定法を導入することにより、2次元静止直交格子座標系で任意形状の物体の移動を表現する手法を構築した。また、様々な形状の物体を同一計算領域内に集合配置した場合にも、計算負荷を増大させることなく、個々の運動を表現できることを示した。
- 2) 水中の物体の運動に関する数値解析において、一様流中の静止円および回転円の計算を行い、物体への流体からの流体力の作用と物体の運動が流体に及ぼす影響を確認するとともに、従来の室内実験で得られた流れの現象を再現できることを示した。
- 3) 一様流の水中において流体力を受けて物体が移動する様子を確認し、物体の形状に応じた運動が再現できることを示した。
- 4) 浸水域の物体の運動に関する数値解析において、物体の運動を支配する力について、流体力に対する物体の摩擦による抵抗力を導入し、定性的ではあるものの合理的に計算することが可能であることを示した。

参考文献

- 藤森祥文, 越智有生, 速山祥子, 白石央, 渡辺政広: 急勾配中小河川における流木に起因する洪水氾濫軽減対策, 水工学論文集, 第52巻, pp. 679-684, 2008.
- 中川一, 高橋保, 池口正晃: 洪水氾濫に伴う流木群の拡散に関する研究, 水工学論文集, 第37巻, pp. 379-384, 1993.
- 川崎浩司, 袴田充哉: 2次元多相乱流数値モデルによる漂流剛体の衝撃波力解析, 海岸工学論文集, 第52巻, pp. 726-730, 2005.
- 川崎浩司, 山口聡, 袴田充哉, 水谷法美, 宮島正吾: 段波と矩形物体の衝突・漂流過程における作用波圧特性, 海岸工学論文集, 第53巻, pp. 786-790, 2006.
- 川崎浩司, 袴田充哉: 3次元固気液多相乱流数値モデル DOLPHIN-3D の開発と波作用下での漂流物の動的解析, 海岸工学論文集, 第54巻, pp. 31-35, 2007.
- 米山望, 永島弘士, 戸田圭一: 津波来襲時の漂流物挙動解析手法の開発, 海岸工学論文集, 第55巻, pp. 886-890, 2008a.
- 米山望, 永島弘士, 戸田圭一: FAVOR 法を用いた陸上遡上津波に伴う漂流物挙動数値解析, 水工学論文集, 第52巻, pp. 1399-1404, 2008b.
- 米山望, 永島弘士: 複雑な移動回転を考慮した津波漂流物の三次元数値解析法の開発, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. B2-65, No. 1, pp. 266-270, 2009.
- 安野浩一朗, 西畑剛, 森屋陽一: 津波による漂流物の挙動予測手法に関する研究, 海岸工学論文集, 第54巻, pp. 866-870, 2007.
- 中川一: 河川氾濫, 日本流体力学会誌 “ながれ”, 19, pp. 88-95, 2000.
- 藤井直樹, 大森正則, 池谷毅, 朝倉良介, 武田智吉, 柳沢賢: 港湾における津波漂流物の数値解析, 海岸工学論文集, 第52巻, pp. 296-300, 2005.
- 細山田得三, 津田朗宏: 直交矩形格子を用いた移動物体周りの流れの数値解析, 応用力学論文集, Vol. 5, pp. 699-707, 2002.
- 田安正茂, 細山田得三: 流体中を移動する物体と周辺流体との連成計算法の新提案, 海岸工学論文集, 第51巻, pp. 656-660, 2004.
- 小野謙二: 設計における直交格子法の利用, 日本流体力学会誌 “ながれ”, 21, pp. 16-25, 2002.
- 朴炳湖, 黒田成昭: 非圧縮粘性流流れの直交格子解法, 日本流体力学会誌 “ながれ”, 19, pp. 37-46, 2000.
- 福岡捷二, 川島幹雄, 横山洋, 水口雅教: 家屋群に作用する氾濫流の流体力に関する実験的研究, 水工学論文集, 第41巻, pp. 693-698, 1997.
- 重枝未玲, 秋山壽一郎, 浦勝, 小林俊彦: 洪水氾濫流と構造物に働く流体力の数値シミュレーション, 水工学論文集, 第46巻, pp. 833-838, 2002.
- 日本流体力学会編: 流体力学ハンドブック, pp. 225, 232-234, 1987.
- 松富英夫, 古戸貴大: 漂流物を伴う氾濫流の水理評価法と基本特性, 海岸工学論文集, 第55巻, pp. 356-360, 2008.

第5章 洪水流中の移動物体

榊山勉：波と弾性はりとの連成運動に関する数値解析，第49回海工論文集，pp. 696-700，2002.

川崎浩司，大谷知樹，中辻啓二：固気液多相共存場に対する統一数値解法の構築と複雑水理現象への応用，海岸工学論文集，第48巻，pp. 1026-1030，2001.

第Ⅱ編 避難行動に関する研究

第6章 豪雨災害時の被害状況と避難行動の実態

6. 1 概説

我が国では、1986年に治水を目的とした旧河川法が制定されて以降、治水事業が全国で展開されることとなり、国土の水害に対する安全性の向上が進められてきた。さらに、大規模な水害発生の際毎に治水計画規模が見直され、治水安全性は飛躍的に高められてきたと考えられる。治水施設整備の進展は、水害の頻度を低下させる効果を発揮し、治水施設の整備前には水害リスクが高いとされた河川に隣接する土地においても市街地化が急速に拡大していった。しかし、治水施設整備の進展による水害発生頻度の低下は、住民の水害に対する意識をも低下させることとなり、ひとたび計画規模を上回る超過洪水が発生した際には、人的被害、物的被害が甚大となることが予想される(例えば、片田ら、1999)。このような地域における住民の水害意識について片田ら(2001)は、2000年に発生した東海豪雨災害について避難行動などに関するアンケート調査を実施し、住民の危機意識の実態を明らかにしている。このような、近年比較的豪雨災害の経験を受けていない地域として牛山(2005)は、2004年の新潟・福島、福井豪雨がその”豪雨空白域”であったことを指摘している。

平成16年(2004年)は風水害が多発した年となり、発生した豪雨災害や台風災害、土砂災害における防災体制の不備が日本全国の至るところで明らかとなった。それら豪雨の教訓を基に、行政機関においては避難情報の発令基準を明確にし、避難情報の発令をより迅速に行うためのシステム作りが進められ、災害弱者、要援護者が避難するための十分な時間を考慮し、これまでの避難勧告・避難指示の発令以前に避難準備情報を発令することとなった。福井豪雨災害時には、災害が迫っている地域の正確な情報収集が避難情報の発令する地域を判断するために特に重要であることもあらためて浮き彫りとなり、福井市ではこのような状況において正確な情報を集めるための情報収集班を新たに編成し、各地区に駆けつける体制を整えた。災害時に情報伝達手段として力を発揮すると考えられる防災無線は、美山町や池田町で戸別受信機が全戸配備されており、福井豪雨災害時にも力を発揮している。一方、福井市では戸別受信機は一部にしか配備されておらず、屋外スピーカーも雨音や上空を飛ぶヘリコプターの騒音などにより聞き取れず、防災無線による情報伝達が機能しなかった。現在では、情報伝達機能強化の方策として、市民や行政機関職員の携帯電話への一斉メールシステムの運用がなされている。さらに、2004年当時において気象庁などが観測している降雨量や河川水位の情報は、インターネット上で公開されていたものの、情報が公開されていることが周知されていなかったり、公開されている情報から得たい情報をスムーズに得られなかったりしたため、市民には災害時に情報入手手段として活用されていなかった。しかし現在、それら情報は利用者がより理解しやすい形態に変更され、防災情報システムとして公開されている。

本章は、以上に述べたような現在の防災に関する取り組みの出発点となった福井豪雨災害直後に、被害の状況や避難情報の伝達および住民の避難行動を把握することを目的として行ったアンケート調査を基にして、外水氾濫による被害と内水氾濫による被害の実態を

第6章 豪雨災害時の被害状況と避難行動の実態

把握するとともに、避難勧告情報の伝達とその伝達手段、住民の避難行動と浸水状況との関係などについての分析を行う。

なお、本章で用いた福井豪雨災害に関するアンケート調査は、土木学会・平成16年7月北陸豪雨災害緊急調査団（団長：玉井信行）の調査活動の一環として行われたものである。

6. 2 平成16年7月福井豪雨の概要

6. 2. 1 福井豪雨時の気象と降雨

図-6.1 に福井豪雨災害が発生した7月18日の天気図を示す。気象の概況としては、5日前の7月13日に新潟県地方へ大きな被害をもたらした梅雨前線が南下し、日本海から北陸地方にかけて停滞しており、西日本の太平洋高気圧の縁を回り込むように暖かく湿った空気が前線の南側にあたる北陸沿岸に流れ込むことで、強い雨雲が次々に発達しながら線状に福井県嶺北地方の足羽川流域へ広がり、大雨を降らせる結果となった。美山町では17日23時から18日11時までに285 mmの大雨を記録し、これは同町の7月の月平均降雨量236.7 mmを超えるものであり、福井市においても198 mm（同市の7月の月平均降雨量231.6 mm）の雨を観測した。また、最大1時間降雨量でも美山町で96 mm、福井市で75 mmといずれも観測史上最大の雨を記録した。図-6.2 は7月17日15時～18日24時までの福井県周辺の総降雨量の分布を示したものである。この図からも総降雨量が240 mmを超えるような強い雨域が嶺北の狭い範囲、特に足羽川流域に集中していた状況が分かる。

図-6.3 に、7月18日3時から11時までの1時間レーダ雨量と美山の前1時間雨量（各図右上記載数値）を示す。図からも18日の未明から足羽川上流域に帯状の強い雨雲が6～7時間にわたって流れ込んでいた状況が分かる。

図-6.4、図-6.5 にそれぞれ天神橋上流域にある美山観測所および福井観測所における7月18日の時間雨量と累加雨量を示す。両図からも7月18日の豪雨は、未明の3時～10時の8時間での降雨であり、特に5時～10時の6時間に集中して大量の降雨があったことが分かる。天神橋上流域内に設置されている観測所の中では、下流部左支川一乗谷川流域の城戸内で338 mm、流域ほぼ中央部の相木で301 mmと、300 mmを超える降雨が記録され、下流部中央の美山、上流部の河内でもそれぞれ285 mmの雨を記録している。また、流域外ではあるが上流部東側の熊河、雲川ダム、下流部西側の金見谷でそれぞれ327 mm、308 mm、333 mmと、300 mmを超える降雨があり、足羽川上流域とその周辺が強い降雨域であったことが分かる。城戸内、美山、上宇坂、大宮、金見谷、相木、新保、板垣、神当部、熊河、雲川ダム、河内の各降雨データを用い、ティーセン法で天神橋上流域の流域平均2日連続雨量を求めると268.7 mm、6時間連続最大雨量は228.9 mmであり、総降雨量のおよそ85%が6時間の間に降る短時間集中型の強雨であった。

この短時間の記録的な集中豪雨は、福井市、美山町、鯖江市、今立町、池田町の5市町村に大きな被害をもたらした。福井市においては、市の中心部を流れる足羽川が破堤氾濫し、市街地で甚大な浸水被害・土砂被害を生じた。福井県による調べでは、県内で発生した床上・床下浸水13,637世帯の内、福井市内での発生件数は11,187世帯で全体の約82%にも及んでいる（例えば、牛山、2004；山本、2007）。

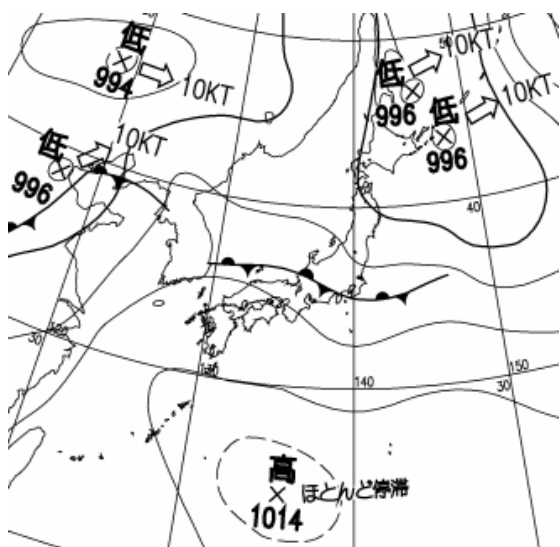


図-6.1 7月18日の地上天気図
(引用：気象庁資料)

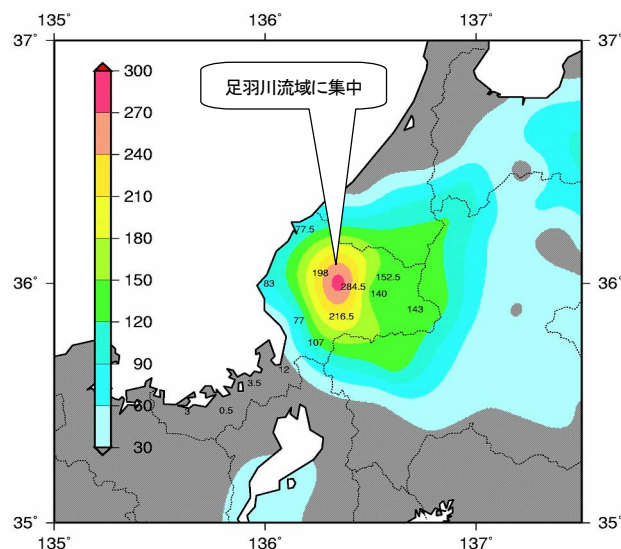


図-6.2 福井県周辺の総降雨量
(7月17日15時～18日24時)
(引用：気象庁資料)

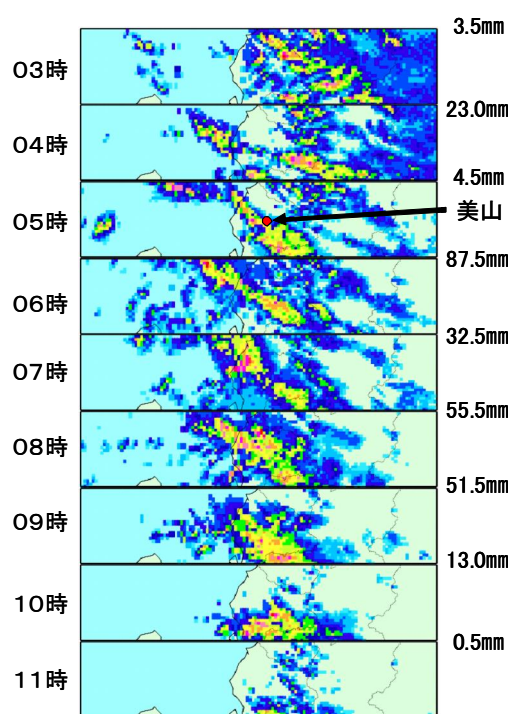


図-6.3 レーダ雨量と美山の前1時間雨量
(7月18日3時から11時まで)
(引用：気象庁資料)

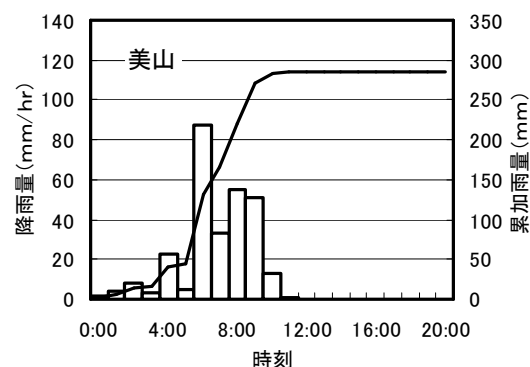


図-6.4 美山(足羽川上流域)の降雨量と累加雨量
(引用：気象庁資料)

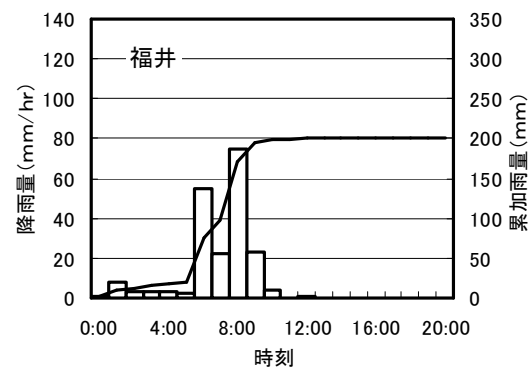


図-6.5 福井の降雨量と累加雨量
(引用：気象庁資料)

第6章 豪雨災害時の被害状況と避難行動の実態

6. 2. 2 足羽川の破堤地点と浸水区域

図-6.6 に浸水等による被災箇所を示す。総降雨量分布に対応して足羽川の全流域、日野川支川の浅水川流域及び九頭竜川本川上流域の大野盆地の多くの箇所で破堤浸水した。図-6.7 は福井市街地の浸水区域である。市街地の多くは内水浸水であったのに対し、みのり地区と春日地区は朝方の内水浸水に加え、午後に足羽川破堤による外水浸水をも被ることとなった。このため、浸水区域によって、浸水開始時刻、浸水深、土砂堆積等の被害状況は大きく異なった。

写真-6.1 は破堤地点での越流の状況で、撮影は破堤時刻とされる午後1時34分の約15分前である。写真-6.2 は破堤後の堤防で、撮影は午後3時頃である。奥に写っている堤防断面から旧堤防と嵩上げた現堤防の境界面が分かる。手前には旧堤防のみが残っている。写真-6.3 は破堤後の市街地（木田・春日地区）の浸水状況である。



図-6.6 浸水等による被災箇所
(引用：第23回九頭竜川流域委員会資料，2004)

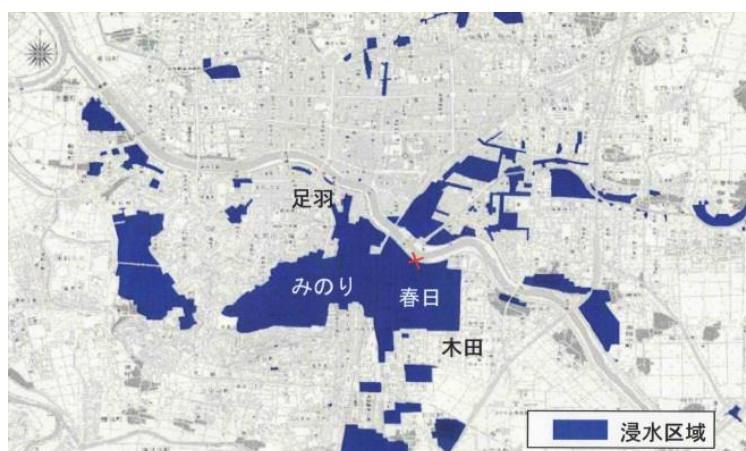


図-6.7 福井市街地の浸水区域
(引用：第23回九頭竜川流域委員会資料，2004)



写真-6.1 破堤地点での越流の状況
(午後1時20分頃 撮影：中日新聞社)



写真-6.2 破堤地点での破堤直後の状況
(午後3時頃, 写真提供：廣部英一氏)



写真-6.3 木田・春日地区の状況
(撮影：中日新聞社)

6. 2. 3 避難勧告・避難指示の発令状況

図-6.8は、足羽川堤防の決壊地点から約1.5km下流に位置する九十九橋地点における足羽川水位と市街地に発令された避難勧告・避難指示の発令時刻を示す。この図から、足羽川の水位は10時頃に危険水位を超えていたことがわかる。その後、10時20分に足羽川右岸の中央3丁目に避難勧告が発令され、10時30分に松城町や城東など、11時38分に幸橋右岸の5地区に避難勧告が発令されている。その後1時間近く経過し、水位が計画高水位を超えた時に、左岸側の木田、豊地区に避難勧告が発令されている。なお、九十九橋地点の水位がピークとなった12時頃には、上流に位置する木田橋付近で堤防の越水が始まったとされている。表-6.1に避難勧告・避難指示が発令された地域と時刻を示す。また、図-6.9に避難勧告・避難指示の発令された地域を時刻毎に地図上に表したものを示す。図において、黄色の網掛けは避難勧告の発令された地域、赤色の網掛けは避難指示の発令された地域を表している。また、図中の番号は表-6.1のNo.と一致している。これらの図表から、今回被害の大きかった足羽川左岸における避難情報は、右岸よりも遅れて発令されているこ

第6章 豪雨災害時の被害状況と避難行動の実態

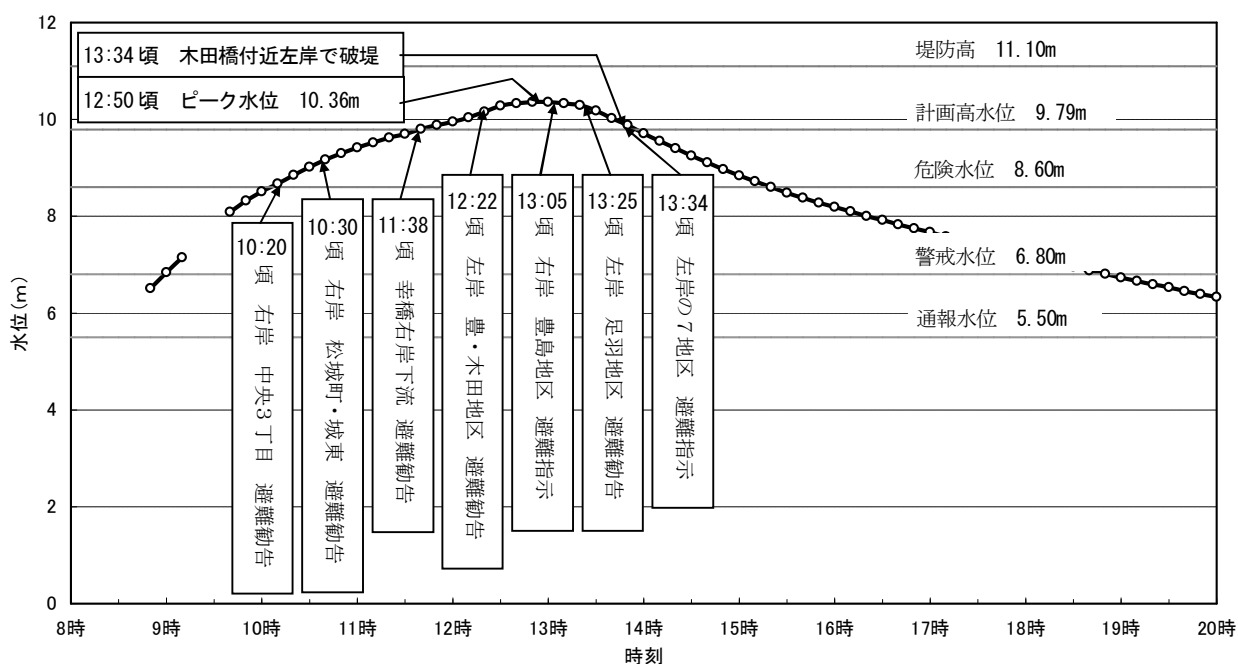


図-6.8 足羽川（九十九橋地点）水位と避難勧告・避難指示発令時

表-6.1 避難勧告・避難指示の発令時刻と発令された地域

No.	時刻	発 令 内 容
①	10:20	足羽川右岸の中央3丁目に 避難勧告
②	10:30	松城町，南四ツ居2丁目，城東1，2丁目，成和1丁目に 避難勧告
③	11:38	幸橋右岸の5地区（順化，宝永，日新，東安居，湊地区）に 避難勧告
④	12:22	足羽川左岸の2地区（木田，豊地区）に 避難勧告
⑤	13:05	足羽川右岸の豊島1，2丁目，手寄1，2丁目に 避難指示
⑥	13:25	足羽川左岸の足羽地区に 避難勧告
⑦	13:34	足羽川左岸の7地区（木田，豊，足羽，社西，社南，社北，六条地区）に 避難指示
⑧	13:34	足羽川左岸 福井市春日（木田橋上流200 m地点）で破堤

とがわかる。なお、13 時頃には行政機関も足羽川左岸での堤防越水を確認しており、足羽川左岸7 地区へ避難指示が発令された時刻には、すでに浸水が始まっていたことも明らかとなっている。このことから、福井豪雨時には行政機関などにおいて、災害対応のシステムが適切な機能を発揮できていなかったことがわかる。

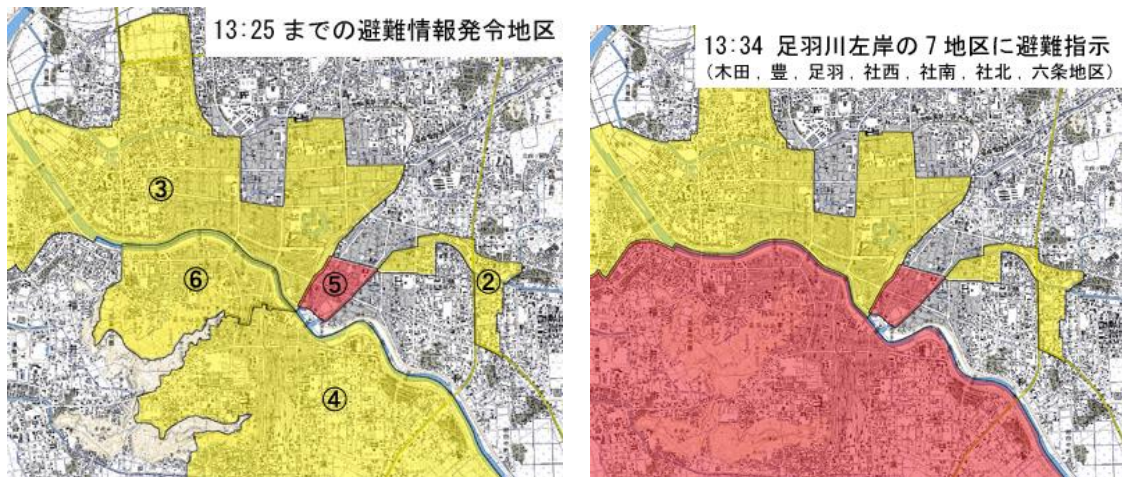


図-6.9 避難勧告・避難指示の発令された地域と時刻

6. 3 福井市街地における被害状況と避難行動に関するアンケート調査

6. 3. 1 アンケート調査の概要

アンケート調査は、福井豪雨災害が発生してから約1ヶ月後の平成16年8月下旬に実施した。調査対象とした地域は、甚大な被害が発生した足羽川近隣地区で、福井市街地の避難勧告もしくは避難指示が発令された地域である。

調査項目は、(Ⅰ)浸水による被害の状況、(Ⅱ)避難情報の伝達と浸水時の避難行動、(Ⅲ)回答者の属性の3部構成となっている。調査票の配布・回収は、住宅地図を基に調査対象区域の中から2,500世帯を抽出し、訪問配布・訪問回収を行い、配布2,500世帯の内1,978世帯の調査票を回収した(回収率79%)。

豪雨災害時においては、避難勧告・避難指示の発令が主に公民館区毎に行われていることから、アンケート結果の集計についても公民館区毎に集計することとした。アンケートの回収率は、被害の大きかった木田、豊地区で約90%と高く、被害の少なかった東安居、湊地区では約70%であった。図-6.10にアンケート調査を実施した区域および公民館区分を示す。

本調査における回答者の属性を図-6.11に示す。回答者の性別は、男性の割合が51%と若干女性の割合を上回っている。回答者の年齢構成は、60代が最も多く、次いで50代、70歳以上の順となっており、回答者の48%が60歳以上である。また、調査票を回収した世帯の約40%には、70歳以上のお年寄りがいることも明らかとなった。

図-6.12に回答者の世帯の家族構成人数を公民館区毎に集計した結果を示す。帯グラフの右側に示した数字は、有効回答数である。各地区ともに一人暮らしは少なく、どの地区においても構成人数の割合はほぼ同じであった。

第6章 豪雨災害時の被害状況と避難行動の実態

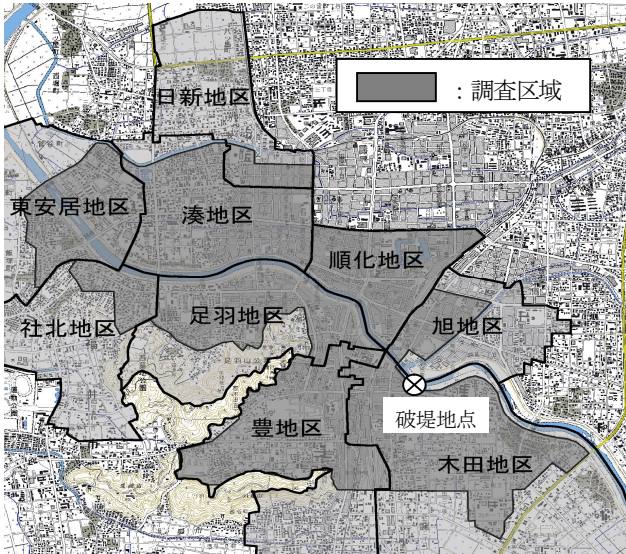


図-6.10 調査区域および公民館区分

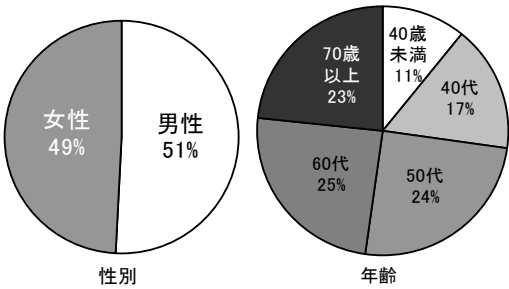


図-6.11 回答者の属性

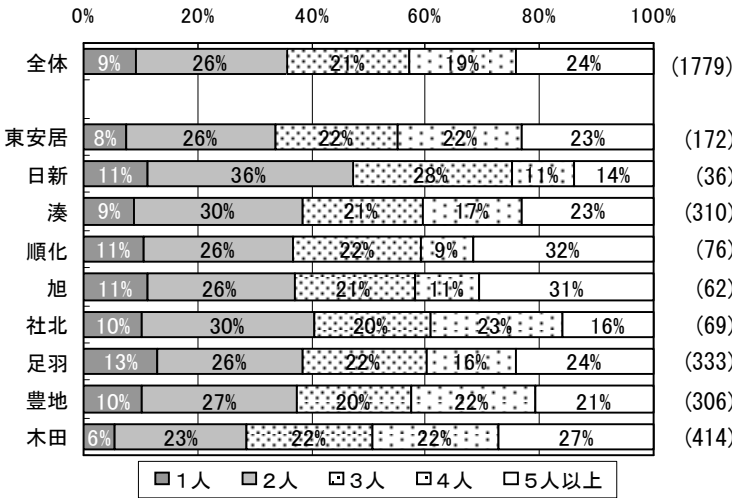


図-6.12 家族構成人数

6. 3. 2 被害状況の実態

福井豪雨による福井市街地での被害は、12 時頃から始まった足羽川堤防の越水とその後
の破堤によるものが多く、その影響によって木田、豊地区で大規模な浸水被害が発生して
いる。図-6.13 は、調査票を回収した世帯の浸水被害の有無について公民館区毎に集計し
た結果を示している。また、図-6.14 は、調査票を回収した世帯の中で浸水による被害を
受けた世帯の分布を示している。この図から、木田、豊地区では床上浸水の被害が他の地
区と比較して特に多かったことがわかる。また、図-6.14 には、浸水被害の発生した場所
が特定されており、床上浸水被害は足羽川堤防の決壊地点から南西へ広範囲に広がってい
ることが分かる。なお、足羽川堤防の破堤点から下流の地域（図中左上）においても浸水
被害が発生しているが、それらの地点は内水河川の氾濫など排水能力不足が原因となって
浸水したものであり、午前中の降雨によるものであったことを確認している。

図-6.15 に調査対象区域全体での浸水の始まった時刻を示し、図-6.16 に足羽川左岸に位
置する足羽、木田、豊の 2 地区における浸水の始まった時刻を示す。図-6.15 から、浸水
の始まった時刻には 2 つのピークが存在していることがわかる。7 時過ぎに現れる 1 つ目
のピークは、福井市において 6 時から 10 時までの集中した降雨により浸水が始まったこと
を表しており、この時間帯の被害は内水氾濫もしくは排水能力不足によるものといえる。
一方、13 時過ぎの 2 つ目に現れるピークは、足羽川堤防の越水とその後破堤によって浸
水が開始したことを表している。次に、図-6.16 から、足羽地区では浸水の始まった時刻
が 7 時頃であり、午前中の降雨によって浸水の始まったことがわかる。また、木田地区で
は浸水の開始時刻が 12 時過ぎからであり、足羽川堤防で越水の確認された時刻よりも早い
時刻から、徐々に外水による浸水が進展していた様子がうかがえる。一方、豊地区の浸水
の始まった時刻では 13 時 30 分頃に鋭いピークがあり、この地区は堤防の破堤によって大
規模な浸水が急激に広まったことがわかる。

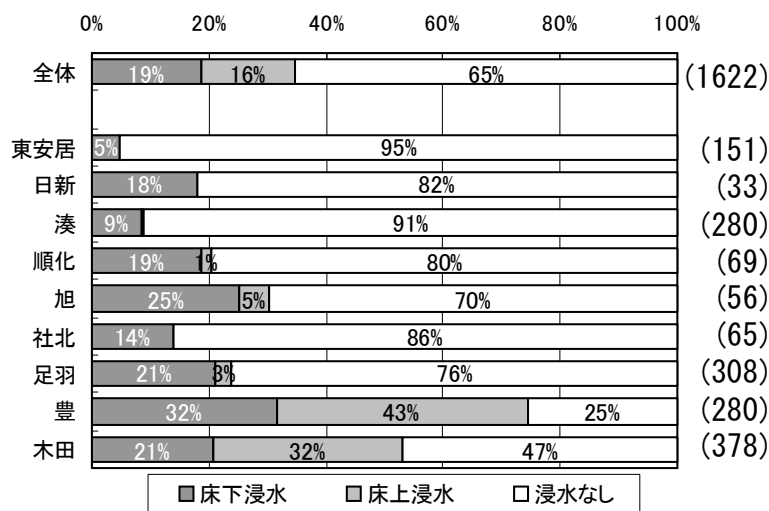


図-6.13 浸水被害の有無

第6章 豪雨災害時の被害状況と避難行動の実態

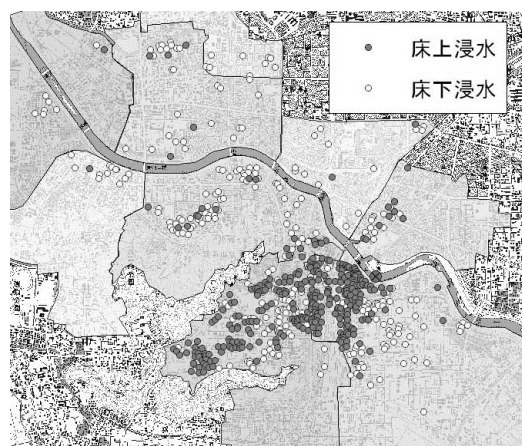


図-6.14 浸水被害世帯分布図

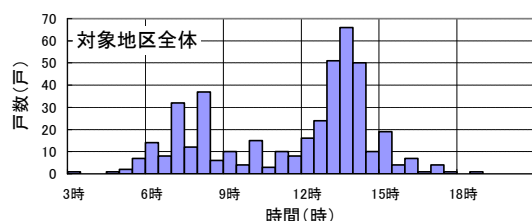


図-6.15 浸水の始まった時刻
(対象区域全体)

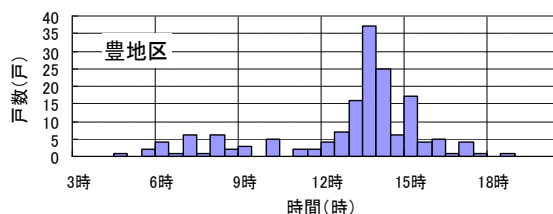
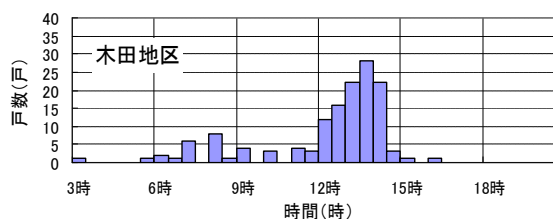
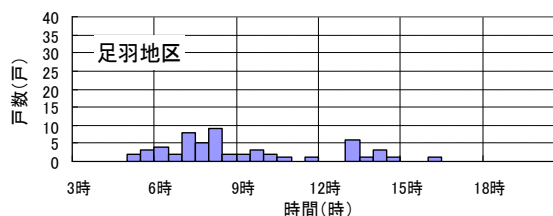


図-6.16 浸水の始まった時刻
(足羽, 木田, 豊地区)

図-6.17 に浸水開始時刻が調査票へ記入されていた世帯の浸水開始時刻分布を示す。この図からも、破堤点から南西に広がった地域で、12 時以降に浸水が始まった世帯が多く、それ以外の地域では午前中の早い時間に浸水が始まっていることがわかる。

図-6.18 は足羽、木田、豊地区において浸水した回答者の戸数と道路面からの浸水深を示している。図において3地区の浸水深を比較すると、足羽地区の浸水深が1 m 未満であるのに対し、木田、豊地区の浸水深は1 m 以上の被害が数多く見られる。さらに、図-6.19 に示した足羽、木田、豊の3地区の土砂堆積厚を比較すると、外水氾濫の被害を受けた木田、豊地区は回答者の多くが土砂堆積による被害を受けているのに対し、足羽地区ではほとんど発生していない。このことから、今回の福井豪雨災害では、外水氾濫の発生によって被害が飛躍的に甚大となり、土砂の堆積などの深刻な被害になったといえる。

6. 3. 3 避難行動の実態

(1) 避難情報の伝達状況

現在、行政機関から発令される避難情報は、これまでの度重なる水害の発生を受けて、避難準備情報、避難勧告、避難指示の3つとなっている。避難準備情報は、大雨が継続した場合に避難の必要性が生じる可能性があり、避難の準備を進めることを「呼びかける」ために発表される。避難勧告は、洪水や浸水のおそれがある場合に避難場所へ避難するこ

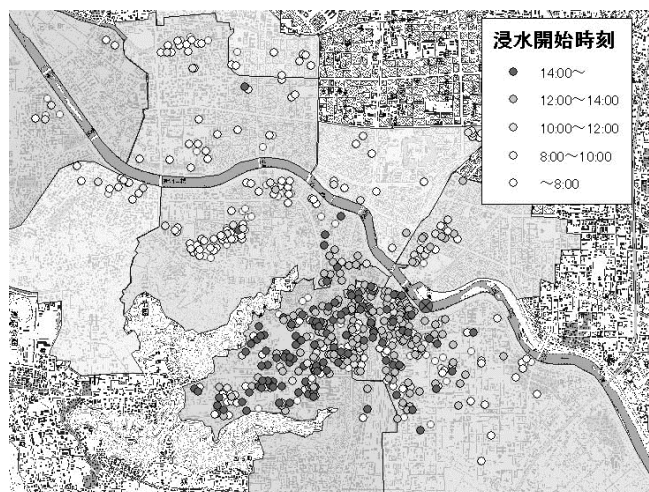


図-6.17 浸水開始時刻分布図

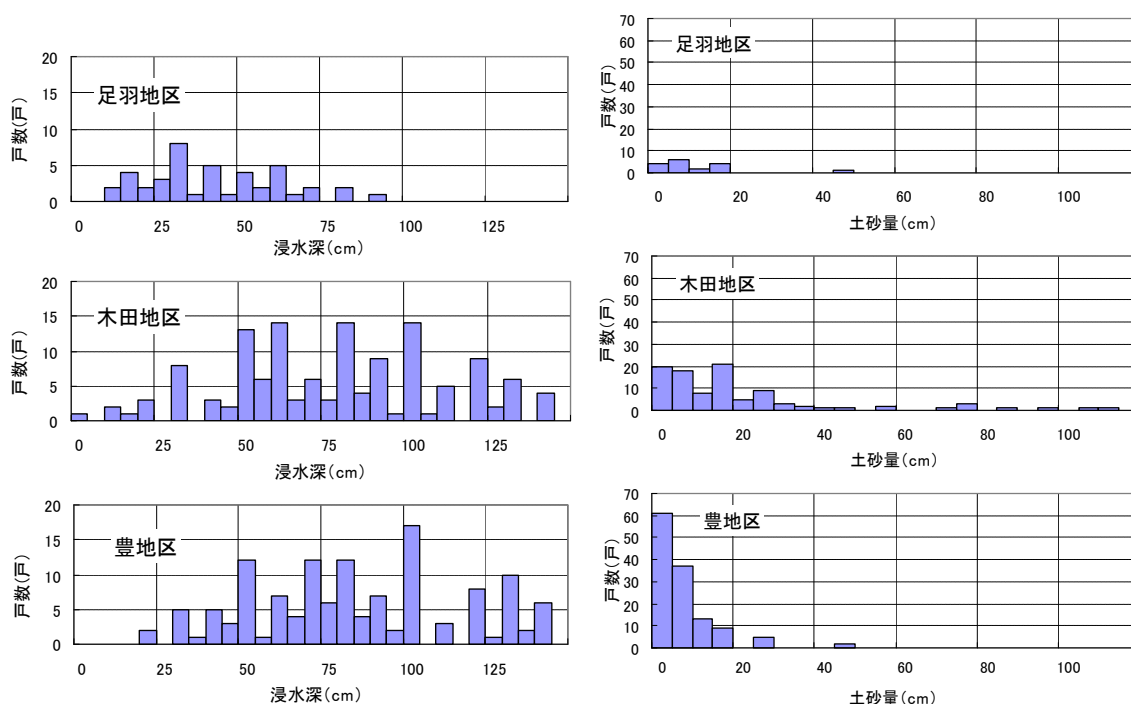


図-6.18 道路面からの浸水深
(足羽, 木田, 豊地区)

図-6.19 道路面からの土砂堆積厚さ
(足羽, 木田, 豊地区)

とを「勧める」ために発表される。避難指示は、状況がさらに悪化し、避難すべき時期が切迫した場合に「勧告」よりも拘束力が強く、住民を避難のために立ち退かせる場合に発表されるものである。なお、福井豪雨災害が発生した当時には、避難準備情報の発令は用意されていなかったため、避難勧告と避難指示のみが発令されている。

図-6.20, 図-6.21 は公民館区毎に避難勧告および避難指示が伝わった割合を表している。図-6.20 から、回答者全体の 68% に避難勧告の情報が伝わったことを確認できる。なお、

第6章 豪雨災害時の被害状況と避難行動の実態

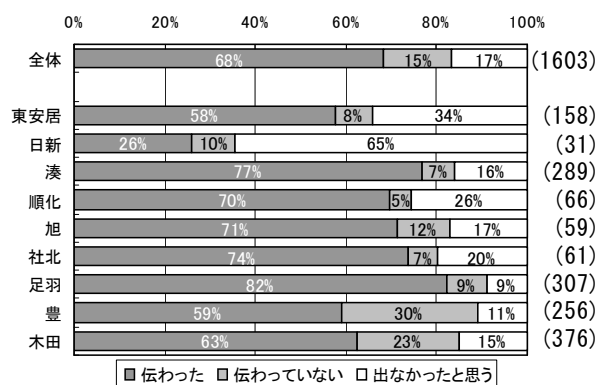


図-6.20 避難勧告が伝わった割合

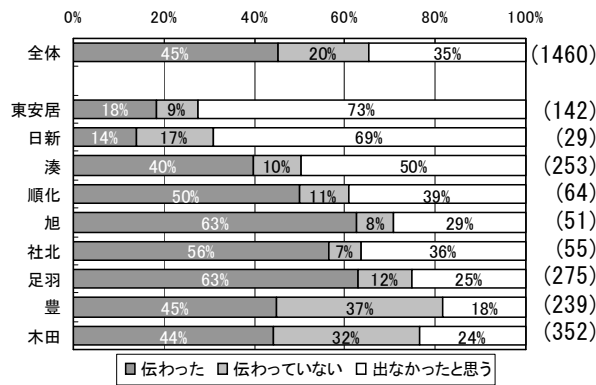


図-6.21 避難指示が伝わった割合

今回の調査対象区域の中で足羽川からもっとも離れた日新地区では、避難勧告の伝わった割合が26%と低く、避難勧告が出なかったと認識している人が多かったようである。被害の大きかった木田、豊地区では、その他の地区と比較して避難勧告の伝わった割合が低く、伝わっていないと答える回答者の割合が多くなっている。また、図-6.21 に示す避難指示の伝わった割合でも、被害の大きかった豊、木田地区では他の地区に比べて避難指示の伝わった割合が小さくなっている。図-6.20 と図-6.21 を比較すると、すべての地区で避難指示よりも避難勧告の伝わった割合が多いことがわかる。

避難勧告と避難指示の伝達状況の違いを明らかにするため、避難勧告と避難指示の両方が発令された足羽、豊、木田の3地区を比較する。図-6.22 は3地区における避難勧告の発令時刻と住民に伝わった時刻を表し、図-6.23 は避難指示の発令時刻と住民に伝わった時刻を表している。両図ともに、行政からの発令時刻は赤い実線で示している。これらの図から、足羽地区では、避難勧告の発令時刻以前に情報が伝わってきたと答えている回答者の多いことがわかる。これは、行政機関の正式な発令以前に足羽川が危険な状態となっているという情報が伝わったものと考えられる。木田地区では避難勧告発令と同時に情報の伝わった世帯が急激に増加している。その一方で、豊地区においては、避難勧告の発令後にも情報が伝わった世帯数のピークが現れておらず、避難勧告の伝達が不十分であったことが確認できる。また、豊地区においては、避難指示の発令においても住民への伝達が遅れていたことがわかる。

しかし、福井豪雨災害時において、社北地区では避難指示が出されたものの、避難勧告は発令されていない。それにもかかわらず、図-6.20、図-6.21 から避難勧告が伝わったとの回答が74%にもおよんでいる。さらに、今回の災害時に調査区域内で避難指示の発令された地区は、東安居、旭、社北、足羽、豊、木田の6地区であった。日新、湊、順化の3地区では、避難指示が発令されていないにもかかわらず伝わったとの回答があった。つまり、住民の中には避難勧告と避難指示の違いを知らない人や、避難情報が正確に伝わっていない人が存在していたと考えられる。

避難情報が伝達される手段は、市町村などの行政機関によって行われる広報車による広報、防災無線スピーカーによる放送、防災無線家庭受信機と住民によって行われる自治会

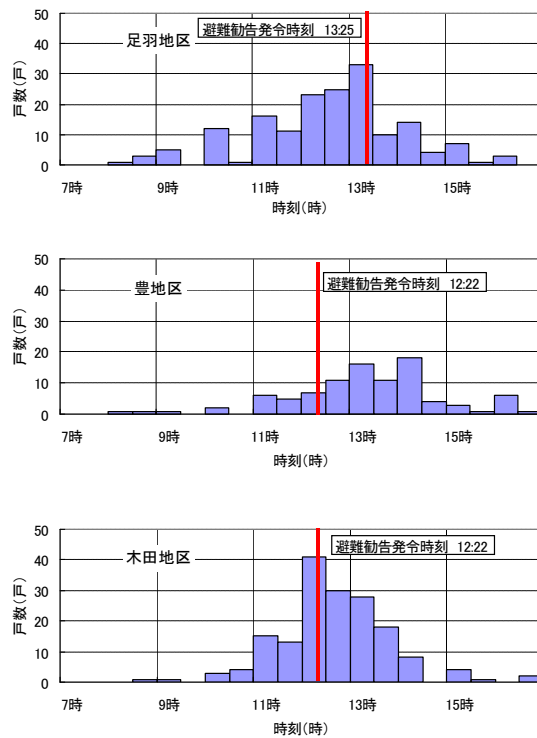


図-6.22 避難勧告の発令時刻と住民に伝わった時刻

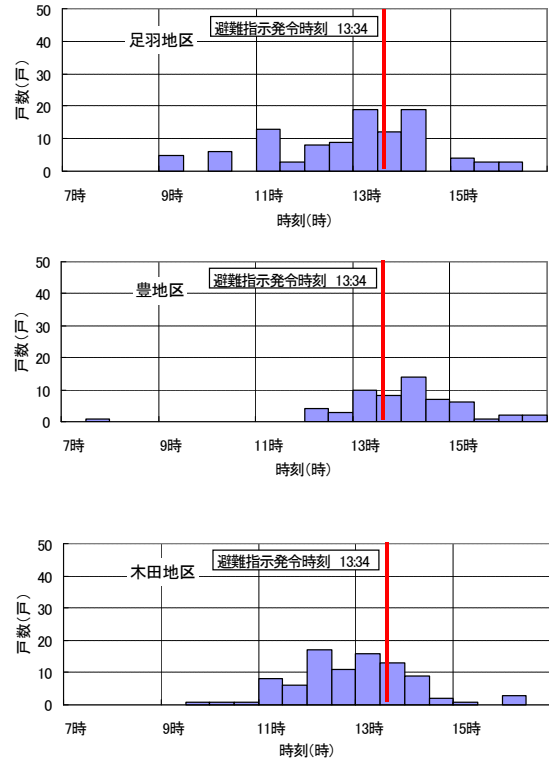


図-6.23 避難指示の発令時刻と住民に伝わった時刻

長や民生委員による伝達，隣人による伝達，携帯電話による伝達に分けられる．なお，今回の災害は日中に発生したため，テレビ・ラジオからも情報がもたらされている．図-6.24，図-6.25は避難勧告の情報を受け取った手段を地区毎に示している．図-6.24は行政機関から伝わった割合を表し，図-6.25は住民から伝わった割合を示す．図-6.24から，行政機関による伝達手段はいずれの地区においても半数以下であった．特に被害の大きかった豊，木田地区は，木田地区で広報車による広報が30%であるのに対し，豊地区で11%となっている．つまり，豊地区は被害が大きかったにもかかわらず，行政機関による情報伝達が十分ではなかったといえる．一方，河川沿いの足羽地区では，自治会長・民生委員による情報伝達が35%と高く，河川の状況を把握した住民による避難情報の伝達が行われていたといえる．

(2) 住民の避難行動

住民の避難の決断に対して避難勧告情報が有効であったかを知るために，避難の有無と避難勧告情報の伝達との関係について集計を行った．

図-6.26は避難した人の中で避難勧告情報が伝わった人の割合を示し，図-6.27は避難しなかった人の中で避難勧告情報が伝わった人の割合を示している．図-6.26，図-6.27ともに避難勧告情報の伝わった割合は高いが，浸水被害の多かった木田，豊地区でやや低くなっている．ただし，図-6.27からは，避難しなかった人に対しても，避難勧告情報が50%

第6章 豪雨災害時の被害状況と避難行動の実態

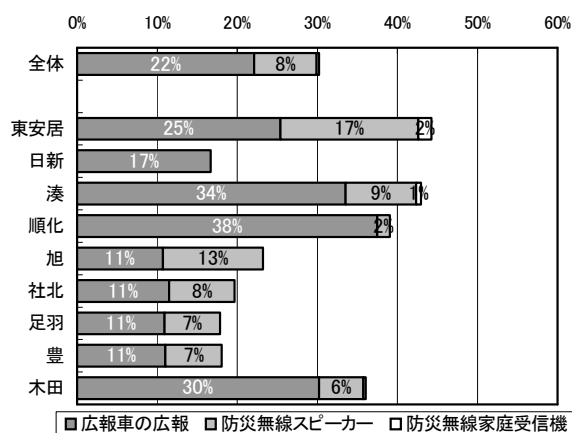


図-6.24 避難勧告情報が
行政機関から伝わった割合

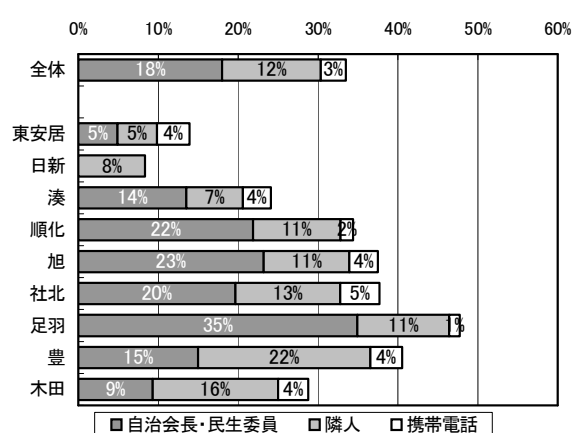


図-6.25 避難勧告情報が
住民から伝わった割合

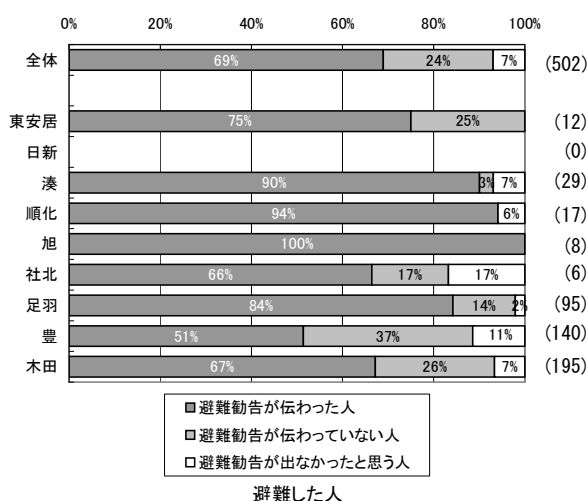


図-6.26 避難した人と避難勧告情報の伝達

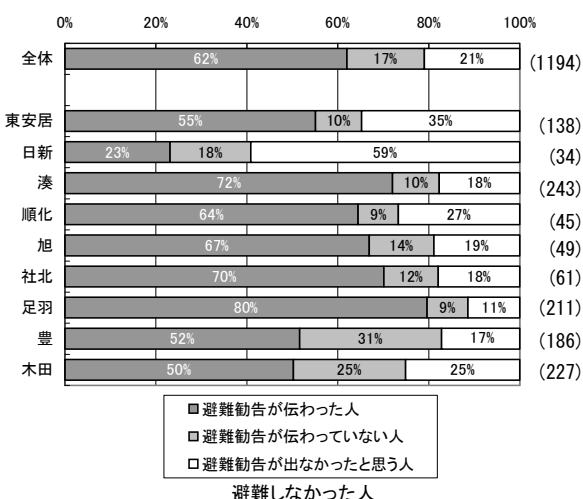


図-6.27 避難しなかった人と
避難勧告情報の伝達

以上の高い割合で伝わっており、避難勧告情報が伝わったにもかかわらず避難しない住民の多いことが明らかとなった。つまり、今回の福井豪雨災害の際に、避難勧告情報の重要性やその危険度は住民に正しく認識されておらず、避難勧告情報が有効な効力を発揮しなかったといえる。

次に、避難した人がどのような状況で避難したかを図-6.28 に示す。足羽川から離れている豊地区では、浸水する以前に避難した人や避難したが浸水しなかった人の割合が非常に少なく、避難した人のほとんどが浸水してから避難であり、自宅の浸水によって、ようやく避難を決断したといえる。一方、足羽川に面している足羽地区においては、避難した人の半数が避難したが浸水しなかった人であった。つまり、足羽地区のように河川に面した地区では、河川の状況を詳細に把握でき、危険を実際に感じ取ることができたため、自宅が浸水する以前に避難を決断したと考えられる。図-6.29 は、避難しなかった人の浸

第6章 豪雨災害時の被害状況と避難行動の実態

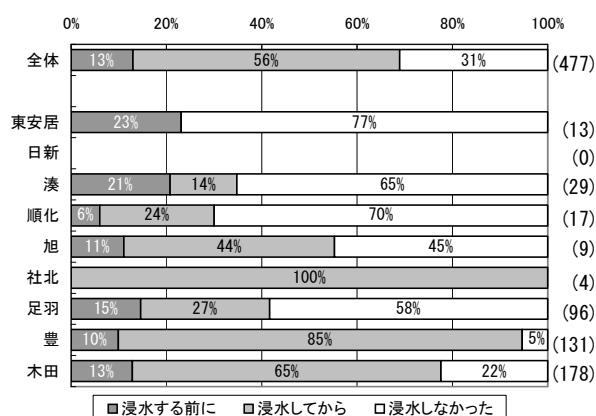


図-6.28 避難した人の避難のタイミング

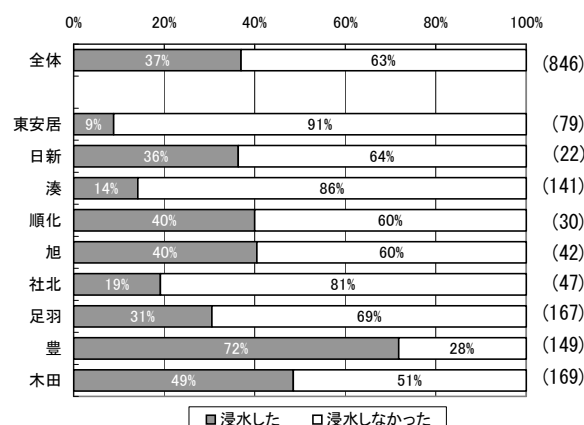


図-6.29 避難しなかった人の
浸水被害の割合

水被害の割合を示している。この図から、木田地区では約半数、豊地区においては70%以上もの回答者が浸水した家屋にとどまっていることがわかる。この2つの地区は、破堤による急激な浸水であったため、氾濫流の流体力も大きく、自宅にとどまらざるを得ず、避難の機会を逸した可能性が高い。以上から、福井豪雨の際に住民が避難を決断した要因としては、河川に近い地区では堤防の決壊しそうな状態であり、河川から離れた地区では自宅の浸水であったことが明らかとなった。

6. 4 結語

本章では、治水安全性が高められた市街地隣接河川である足羽川の破堤氾濫により発生した福井豪雨災害に着目し、災害発生約1ヶ月後に実施したアンケート調査を基に、被害の実態、避難情報の伝達および住民の避難行動に関して分析を行った。

以下に、本章で得られた主要な結論を要約する。

- 1) 福井豪雨災害時の被害の状況においては、木田、豊地区の被害の大きさを示すとともに、木田、豊地区と他の地区との被害の違いを示した。
- 2) 災害時の避難情報の伝達に関して、避難勧告情報を受け取った手段の分析、避難勧告発令時刻と住民に伝わった時間の比較をすることで、行政機関の豊地区に対する情報伝達が不十分であったこと、行政機関の発令する情報以外の情報も伝わっていたことを明らかにした。
- 3) 避難行動についての結果から、避難勧告情報の伝達、避難時の浸水状況を分析することにより、住民が避難を決断する要因は、河川に近い地区では堤防の決壊しそうな状態、河川から離れた地区では自宅の浸水であったことを明らかにした。

第6章 豪雨災害時の被害状況と避難行動の実態

参考文献

- 片田敏孝，及川康，児玉真：治水施設整備の進展が洪水に対する住民意識に与える影響に関する研究，水工学論文集，第43巻，pp. 169-174，1999.
- 河田恵昭，玉井佐一，松田誠祐：水害常習地域における災害文化の育成と衰退，京都大学防災研究所年報，第36号，B-2，pp. 615-643，1993.
- 牛山素行：2004年新潟・福島，福井豪雨と“豪雨空白域”，水工学論文集，第49巻，pp. 445-450，2005.
- 牛山素行：2004年7月18日の福井県における豪雨災害の特徴，自然災害科学，第23号，No. 3，pp. 443-452，2004.
- 山本博文：福井市足羽川左岸における平成16年福井豪雨の浸水被害，自然災害科学，第26号，No. 1，pp. 41-53，2007.
- 牛山素行：2008年8月9日兵庫県佐用町を中心とした豪雨災害の特徴，自然災害科学研究西部地区部会報，第34号，pp. 37-40，2010.
- 浅田純作，片田敏孝，岡島大介，小葉竹重機：洪水氾濫に関わる情報提供とその住民理解に関する研究，水工学論文集，第45巻，pp. 37-42，2001.
- 片田敏孝，児玉真，浅田純作：東海豪雨災害における住民の情報取得と避難行動に関する研究，河川技術論文集，第7巻，2001.
- 牛山素行：2004～2007年の豪雨災害による人的被害の原因分析，河川技術論文集，第14巻，pp. 175-180，2008.
- 牛山素行，寶馨：豪雨時の防災情報収集法に関するアンケート調査，水工学論文集，第46巻，pp. 325-330，2002.
- 朝位孝二，古賀将太，榊原弘之：洪水経験のある住民のハザードマップ配布前後の防災意識構造の比較，土木学会論文集B1(水工学)，第67巻，No. 2，pp. 30-40，2011.
- 片田敏孝，桑沢敬行，信田智，小島優：大都市大規模水害を対象とした避難対策に関するシナリオ分析，土木学会論文集B1(水工学)，第69巻，No. 1，pp. 71-82，2013.
- 廣部英一，田安正茂，楳田真也，宇治橋康行，玉井信行：平成16年7月福井豪雨における足羽川の洪水災害と洪水流解析について，河川技術論文集，第11巻，pp. 133-138，2005.
- 廣部英一，田安正茂，宇治橋康行，玉井信行：福井豪雨災害における被害状況と避難行動に関するアンケート調査，河川技術論文集，第11巻，pp. 151-156，2005.
- 須賀堯三，上阪恒夫，白井勝二，高木茂知，陳志軒：避難時の水中歩行に関する実験，水工学論文集，第38巻，pp. 829-832，1994.
- 福井県 福井豪雨の最大被害状況（平成17年4月1日現在）
<<http://www.pref.fukui.jp/0610/higai.html>>
- 例えば，福井県 河川・砂防総合情報システム
<<http://ame.pref.fukui.jp/>>

第7章 外水氾濫時の避難行動のモデル化による検討

7. 1 概説

近年、異常気象と言われる集中豪雨や台風等による大きな水害が多発している。高度に発達した現代社会において、ひとたび大規模な水害が発生した場合には、交通機関などの社会的インフラの寸断や社会的資産の喪失のみならず、国民の財産や人的被害に至るまで、その損失は莫大なものとなる。我が国では、これまでの度重なる水害を教訓として治水を目的とした河川整備事業が実施されてきた。河川整備事業は、主に堤防や防潮堤などのハード面の強化を主体としてきた。今日ではそれらハード面の強化により、発生頻度の多い強度の小さい事象に対しては被害を生じない状況となっている。しかし、ハード面の強化は、計画規模を上回るような発生頻度の低い強度の大きな事象に対して災害を防ぐようには設計されていない。そのような事象についてはソフト面での対策として、避難情報の発信基準と伝達方法の整備、避難行動の指針となるハザードマップの整備が行われている。つまり、人々に危険を知らせるとともに安全な場所へ避難させて人的被害をなくすための対策であり、最終的には人命保護に帰着する。

人的被害を最小限にする避難行動には、「自助・共助・公助」の3つが挙げられる。行政のソフト対策として整備が進められてきたハザードマップには、避難場所や安全な避難経路、逃げる際の注意点など避難時に必要な情報が書かれており、自主的に避難ができる「自助」の内容と地域住民で協力して助け合う「共助」の内容が書かれている。これらは、住民の意識づくりにつながっており、片田ら(2004)の研究によれば、洪水ハザードマップを見た住民の避難率は、見ていなかった住民と比較して最大で約10%高く、避難開始時間に至っては約1時間早いという結果が示されている。しかし、危機感が小さく配布しても紛失する住民が多いことや示される情報が洪水災害のイメージを固定化させてしまうこと、表現能力の問題などといった課題が残されている。なお、被害が甚大となった災害において公的機関からの「公助」は、開始されるまでに災害発生後3日かかるとされているため、災害発生直後には「自助・共助」が特に重要とされている。

避難行動をより積極的に行うためには災害時のイメージを明確に捉えることが重要である。そのためのツールとして、避難行動のシミュレーションが多数開発されている(例えば、高橋ら、1989)。福井豪雨災害の発生後には、山本ら(2006)により福井豪雨時の福井市内の堤防決壊による洪水氾濫を対象とした避難シミュレーションが行われている。避難シミュレーションは、洪水氾濫だけでなく津波や高潮による災害(例えば、後藤ら、2006)、火災や地震時の建物からの避難(例えば、犬飼ら、2005)などにも使用されている。避難シミュレーションの有益性は、様々な条件の下に避難者の行動を検証することが可能であり、その検証結果から避難に必要な対策などを検討できることである。

本章では、中山間地で発生する外水氾濫時の避難者の行動を避難シミュレーションによって再現し、避難開始時刻、避難場所の配置、避難時の共助が避難の状況に与える変化について検討する。検討の対象地は、福井豪雨時に大きな被害を生じた鯖江市河和田地区とした。福井豪雨時の河和田地区では、河和田川及び天神川からの氾濫流が町中を水深1m

第7章 外水氾濫時の避難行動のモデル化による検討

を超える濁流となって流れ下り、住民の多くは避難することもできず自宅の2階で難を逃れていた。このように、中山間地における洪水氾濫時の避難は、濁流となって流れる氾濫流に流される危険性が高く、避難のタイミングが難しいのが特徴となっている。なお、検討を行う避難シミュレーションには、株式会社構造計画研究所で開発されたマルチエージェントシミュレーションソフトの「Artisoc」と第4章で行った河和田地区の氾濫流解析で得られた氾濫流の時系列データを用いた。

7.2 マルチエージェントシステムの概要

従来から、様々な現象を解析するために多くの手法が考えられてきたが、その多くは図-7.1 右図のように現象を支配方程式によって表し、それを解くといった中央集権的なものであった。中央集権的な手法は、いくつかのルールに従ってすべての構成要素が変化する現象において効果的であるが、構成要素が周囲の状況に合わせて個別に状態が変化し、その変化が周囲の他の要素に変化を与えるような複雑系と呼ばれる現象には適していない。複雑系とは、名前の示すとおり1つの方程式では表せないような、多くの要因が絡み合った現象をもつ系のことであり、現象を要素に分解するとその要素1つ1つはさほど複雑ではないが局所的な因果関係を切り出して考えることが難しいという特徴を持った現象のことである。例えば、災害時の避難行動は、各避難者（構成要素）がそれぞれの制約の下に避難場所への移動を開始するものの、その行動は避難中の状況に応じて個別に変化し、その個別の変化が他の避難者の行動にも影響を与える複雑系といえる。

避難行動のような複雑系を数値シミュレーションにより表現する手法は、セルオートマトンを用いた手法（例えば、井面ら，2004；近田ら，2005）や個別要素法に基づく手法（例えば、清野ら，1996）などにより行われているが、これらの手法は個別の構成要素（避難者）に客観的なルールを適用することが困難である。本章で用いるマルチエージェントシステムは、構成要素（避難者）へのルールの適用が容易で、図-7.1 左図のように局所的な要素を積み上げていく方法であり、避難行動のシミュレーションに適している。

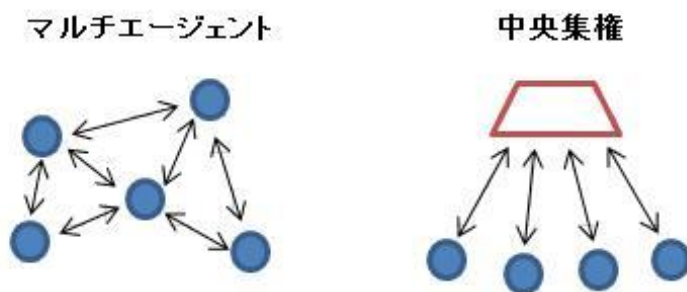


図-7.1 マルチエージェントシステムと中央集権型の比較

マルチエージェントシステムでは、「エージェント」と呼ばれる構成要素が環境の状態を知覚し、行動を行うことによって環境に対して影響を与えることのできる自立的主体となっている。また、自律的主体を持った「エージェント」がそれぞれのルールに従い、同一空間内においてお互いに影響し合う集合体のことを「マルチエージェント」という。そして、その集合体が全体として社会におけるような秩序を作り出すことをコンピュータの中で実現させようとしたものをマルチエージェントシミュレーションという。

マルチエージェントシミュレーションの基本的特性として以下の4項目が挙げられる。

- ①自律性：エージェントは人間などの直接的介入なしに動作し、自身の行動や内部状態を制御することができる。
- ②反応性：エージェント自身が自分自身の置かれた環境を認知し、その変化に対して適切に応答することができる。
- ③先見性：外部環境に対して単純な反応だけでなく、目標を持った自発的な行動を起こすことができる。
- ④社会性：何らかの言語を介して他のエージェントや人間と情報交換することができる。

すなわち、エージェント自身が他のエージェントを含む周囲の環境の在り方に応じて自主的に行動を変え、他のエージェントと交信・相互作用を行いながら行動し、目的の追求などに対して率先して外部に働きかけることを実現する環境をシミュレーションすることができる。

マルチエージェントシミュレーションを行うソフトウェアとしては、「Swarm」や「StarLogo」,「Artisoc」などが利用されている。その中でも「Artisoc」は、ルール書式が簡易でメジャーなプログラミング言語 VisualBasic に準拠しており、仮説検証型のサイクリックな試行錯誤が容易であるため、本研究では「Artisoc」を用いることとした。

「Artisoc」のプログラムにおいて、エージェントのルールは関数の集まりで記述される。シミュレーションの実行に際してエージェントに与える関数は、エージェントの生成時に一度のみ実行され各エージェントに初期値を与える関数と、ステップごとにシミュレーションが終了するまで繰り返し実行される関数とに分かれている。記述ルールには「エージェントルール」と「共通ルール」があり、「エージェントルール」は該当エージェントのみ参照可能であり、「共通ルール」は全てのエージェントが参照可能である。また、エージェントに様々な変数を持たせることができ、さらに同一空間上に性質の異なる複数のエージェントを配置できる。

7. 3 避難行動のモデル化

本モデルでは、避難者である「住民」と各道路網の分岐点である「ノード」をエージェントとして定義し、初期位置や避難時刻、移動速度などの情報を与え、避難場所へ移動するための経路選択のルールを設定する。避難経路は、ダイクストラ法を用いた最短経路探索によって決定したルートを初期情報として避難者に与えている。

「住民」であるエージェントが移動する道路網はネットワーク型である。つまり交差点

第7章 外水氾濫時の避難行動のモデル化による検討

をノード、道路をリンクとして表現してシミュレーションを実行する。原則として、「住民」エージェントは道路であるリンクに沿って移動する。「ノード」エージェントには、避難所までの距離、道路の接続状況、浸水情報といった情報を変数として持たせることとする。つまり、洪水発生後、避難を開始した「住民」エージェントは、道路であるリンク上を移動し、浸水していない避難経路の選択を繰り返しながら避難場所に向かって行動する。ここで、「住民」エージェントと「ノード」エージェントが接触したとき、必要があれば「住民」エージェントは「ノード」エージェントの持っている変数を取得する。また、「住民」エージェントが避難する空間基盤の背景として、蓄積された氾濫解析データをあらかじめ作成しておく。これにより、氾濫解析結果の時系列アニメーションを用いて、時々刻々と変化していく状況を視覚的に再現することが可能になっている。なお、本モデルでは、住民は全て徒歩で避難するものとし、車での避難は考慮していない。

図-7.2 に避難行動モデルにおけるフローチャートを示す。

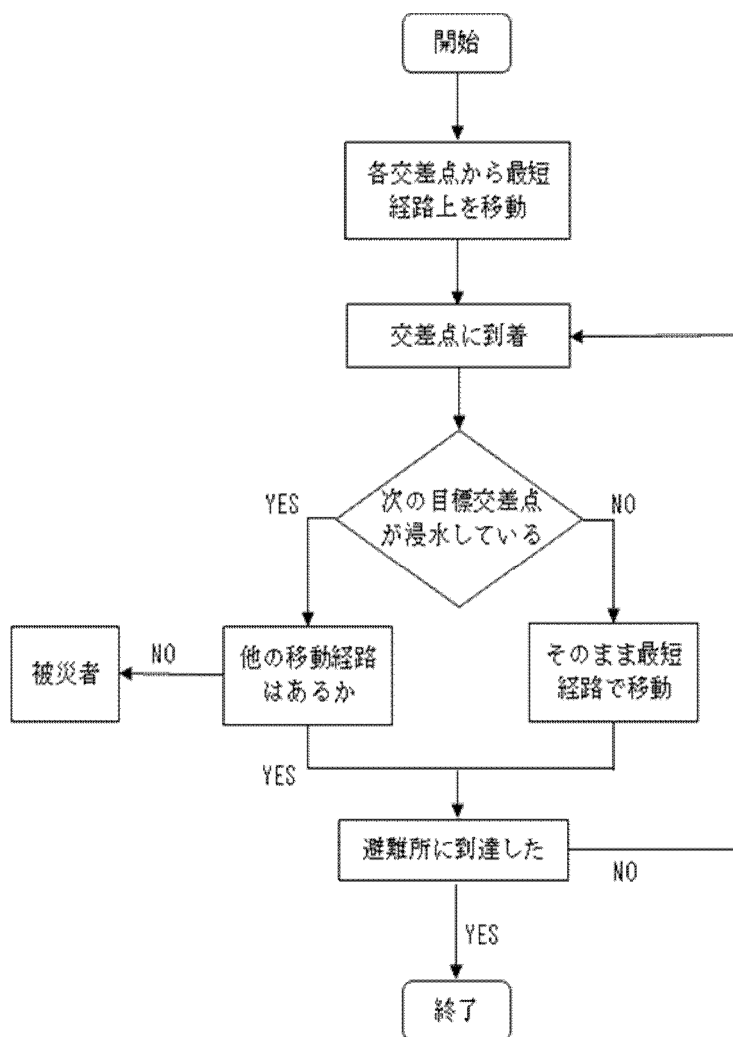


図-7.2 フローチャート

7. 4 福井豪雨時の河和田地区への適用

7. 4. 1 河和田地区のモデル化

本研究は、福井県鯖江市河和田地区を対象地とした。河和田地区は、嶺北地方のほぼ中央にあり、鯖江市の中心部から約 10 キロ東部に位置している。また、南北、東の三方を山に囲まれた東西に延びる細長い山間低地であり、市で唯一の中山間地の指定を受けている地域である。福井豪雨の際に氾濫した河和田川は、標高 100 m の上流部から標高 20 m の下流部までを約 10 km で流下する中山間河川であり、河和田地区の南側を西に向かって流れ、地区の北側を流れる天神川と合流する。天神川には、北から金谷川、西から西袋川が合流する。鞍谷川との合流点から上流の河和田川流域面積は約 21 km²である。また、避難モデルの対象とした地区の総人口は 4885 人である。

氾濫解析データは、第4章において同地区を対象に行った福井豪雨時の氾濫流の数値解析結果を用いた。図-7.3 に第4章の氾濫解析領域と避難モデル適用領域を示す。図中の赤枠の領域を避難モデル適用地区とし、領域の範囲は越流地点を含む縦 2780 m×横 2780 m とした。図-7.4 に適用地区の航空写真と避難経路図を示す。河和田地区の避難所として指定されている体育館は、氾濫解析の結果において氾濫域に隣接していたため、避難モデルでは氾濫流の到達しない場所に避難所を設定するものとし、図中に示した赤丸の地点を避難所 1、青丸の地点を避難所 2 として設定した。

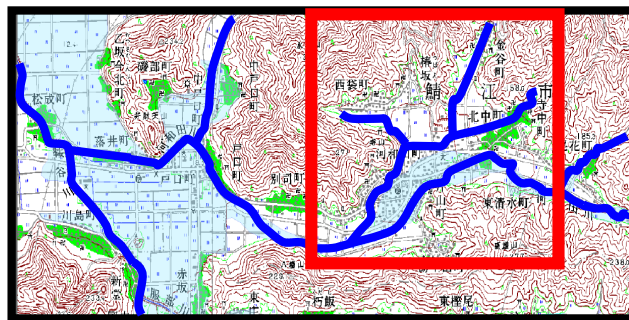


図-7.3 氾濫解析領域と避難モデル領域

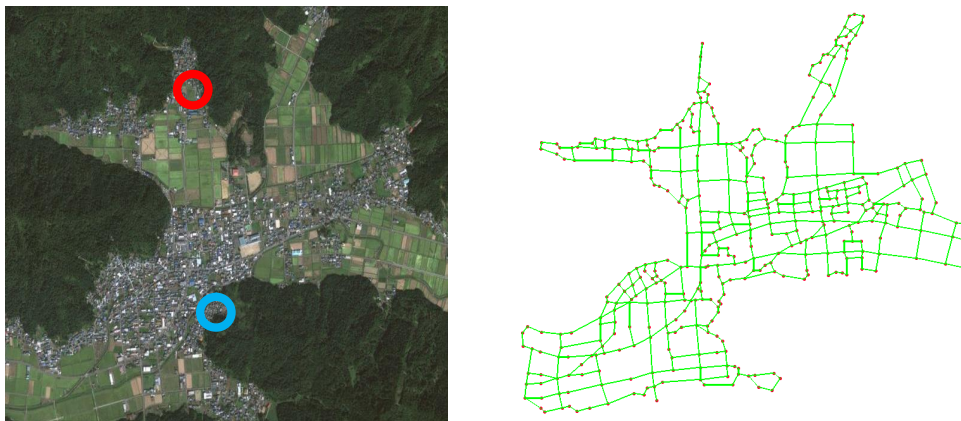


図-7.4 適用地区航空写真と避難経路図

7. 4. 2 避難行動のシミュレーション

(1) 設定条件

避難行動の検討では、避難者エージェントは避難所1（図-7.4の赤丸地点）を目指して最適経路を経て避難していくものとし、最短経路の分岐点が浸水により塞がれている場合には、次に近い経路を通して目標に向かうものとしている。なお、避難所の認知率は100%とした。シミュレーションの時間ステップは、地形図のメッシュと人の歩行速度(80 m/min)から1ステップ15秒と定義した。浸水域に入ると被害者としてカウントし、避難所に着いた避難者エージェント数は10ステップ毎にカウントした。また、避難者の避難率は以下の式で定義した。

$$\text{避難率} = \frac{\text{避難完了した人数}}{\text{全体の人数}} \times 100 (\%) \quad (7.1)$$

なお、避難者エージェントの初期配置は各交差点とし、シミュレーションの度にエージェントの属性が変化しないよう、交差点毎にエージェントの属性を固定した。

避難行動のシミュレーションによる検討は、まず、早期避難の重要性和避難場所の適正な配置を確認するため、1) 避難開始時刻と避難所の検討を実施した。次に、避難者の共助と避難率の関係を確認するため、2) 避難者の共助を考慮した検討を行った。

1) 避難開始時刻と避難所の検討

避難開始時刻と避難所の検討では、避難者エージェントを2つのグループに分け、歩行速度が速い人(1.3 m/s)を6割、遅い人(0.65 m/s)を4割(高齢者)とした。

避難開始時刻の検討は、氾濫と同時に避難、氾濫の5分前に避難、10分前、15分前、20分前、25分前と避難開始時刻を5分ずつ早めた6つのケースについてシミュレーションを実施した。なお、避難住民はすべて避難所1に避難するものとした。

避難所の検討は、図-7.4に示すように河和田川左岸の青丸の地点に避難所2を追加し、天神川の右岸住民と左岸住民とで計算領域を2つに分けてシミュレーションを行った。避難所の検討では、氾濫と同時に避難を開始するケースで行い、避難所1のみのケースと比較する。

表-7.1に避難開始時刻と避難所の検討を行う際の各条件を示す。

2) 避難者の共助を考慮した検討

避難者の共助を考慮した検討では、対象区域の住民年齢層と同じ割合で避難者を設定し、70歳以上の避難者は共助者とともに避難することを前提に、1人では避難できないものとした。また、避難者の歩行速度が年齢によって異なることを想定し、Willisら(2004)の研究で示された年齢別歩行速度の平均値を用いる。なお、70歳以上の避難者とともに避難する避難者は、70歳以上の移動速度となるものとした。表-7.2に避難者の年齢別歩行速度と避難者エージェントの設定数を示す。

また、避難者の共助を考慮した検討においても、避難開始時刻による差異を確認するため、避難開始時刻を氾濫と同時に避難、氾濫の15分前に避難の2つのケースについてシミュレーションを行った。なお、避難住民はすべて避難所1に避難するものとした。

表-7.3に避難者の共助を考慮した検討についての各条件を示す。

第7章 外水氾濫時の避難行動のモデル化による検討

表-7.1 避難開始時刻と避難所の検討条件

	避難開始時刻の検討	避難所の検討
避難者エージェント数	414（速い人：249，遅い人：165）	
避難者の初期配置	交差点	
避難者の歩行速度	速い人：1.30 m/s(赤色) 遅い人：0.65 m/s(緑色)	
避難開始時間	同時刻	同時刻
	5 分前	
	10 分前	
	15 分前	
	20 分前	
	25 分前	
避難場所	避難所 1	避難所 1 避難所 2

表-7.2 避難者の年齢と移動速度

年齢	歩行速度 (m/s)	避難者エージェント数	マーカーの色
0 ～ 9 歳	1.39	33	青色
10 ～ 19 歳	1.53	38	水色
20 ～ 39 歳	1.55	54	緑色
30 ～ 49 歳	1.47	124	紫色
50 ～ 69 歳	1.38	114	赤色
70 歳 ～	1.16	51	白色
合計		414	

表-7.3 避難者の共助を考慮した検討の条件

避難者エージェント数	414	
避難者の初期配置	交差点	
共助の条件	共助あり	共助なし
避難開始時間	同時刻	
	15 分前	
避難場所	避難所 1	

(2) シミュレーション結果

1) 避難開始時刻と避難所の検討

図-7.5 に対象領域の主要地物を示す。図中の小さな点は避難中の避難者を表しており、歩行速度の速いエージェントは赤色、歩行速度の遅いエージェントは緑色、氾濫により経路変更したエージェントは黄色、氾濫により行き場を失ったエージェントを黒色で表している。図中には、避難所1、避難所2、氾濫地点、浸水被害を受けた河和田小学校を示している。

図-7.6 に氾濫と同時刻に避難所1に向かって全避難者が避難を開始した場合のシミュレーション結果を示す。図は避難開始の5分後から50分後までの避難状況である。避難者が避難開始とともに避難場所に向かい最短経路上を移動している様子が示されている。しかし、10分後には天神川の氾濫により南西側の避難者の避難経路が寸断され、避難者の多くが避難できていない。図-7.7 に氾濫開始の15分前に避難を開始した場合のシミュレーション結果を示す。このケースでは、図中の20分後においても南西側からの避難者経路が寸断されていないため、避難者の大部分が天神川を渡って避難所に到達することが確認できる。

図-7.8 に各避難開始時刻による経過時間と避難率のグラフを示す。また、表-7.4 に各避難開始時刻における避難完了時刻と避難率を示す。図-7.8 から避難開始を15分前とした場合に、ようやく速い人の避難率がほぼ100%に達している。遅い人の避難率は25分前に避難を開始してようやく90%を上回る結果となった。表-7.4の避難完了時刻から、歩行速度の速い避難者は約30分で避難を完了しているのに対し、歩行速度の遅い人は避難完了までに60分以上要しており、今回設定した避難所1は浸水しない場所であっても避難場所としては遠すぎるといえる。

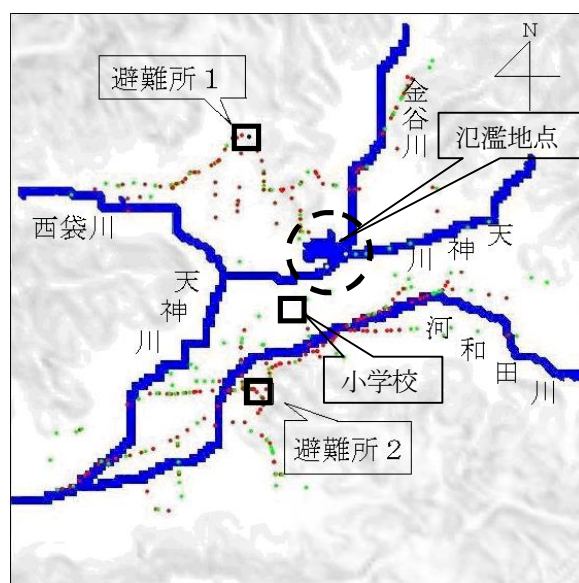


図-7.5 主要地物

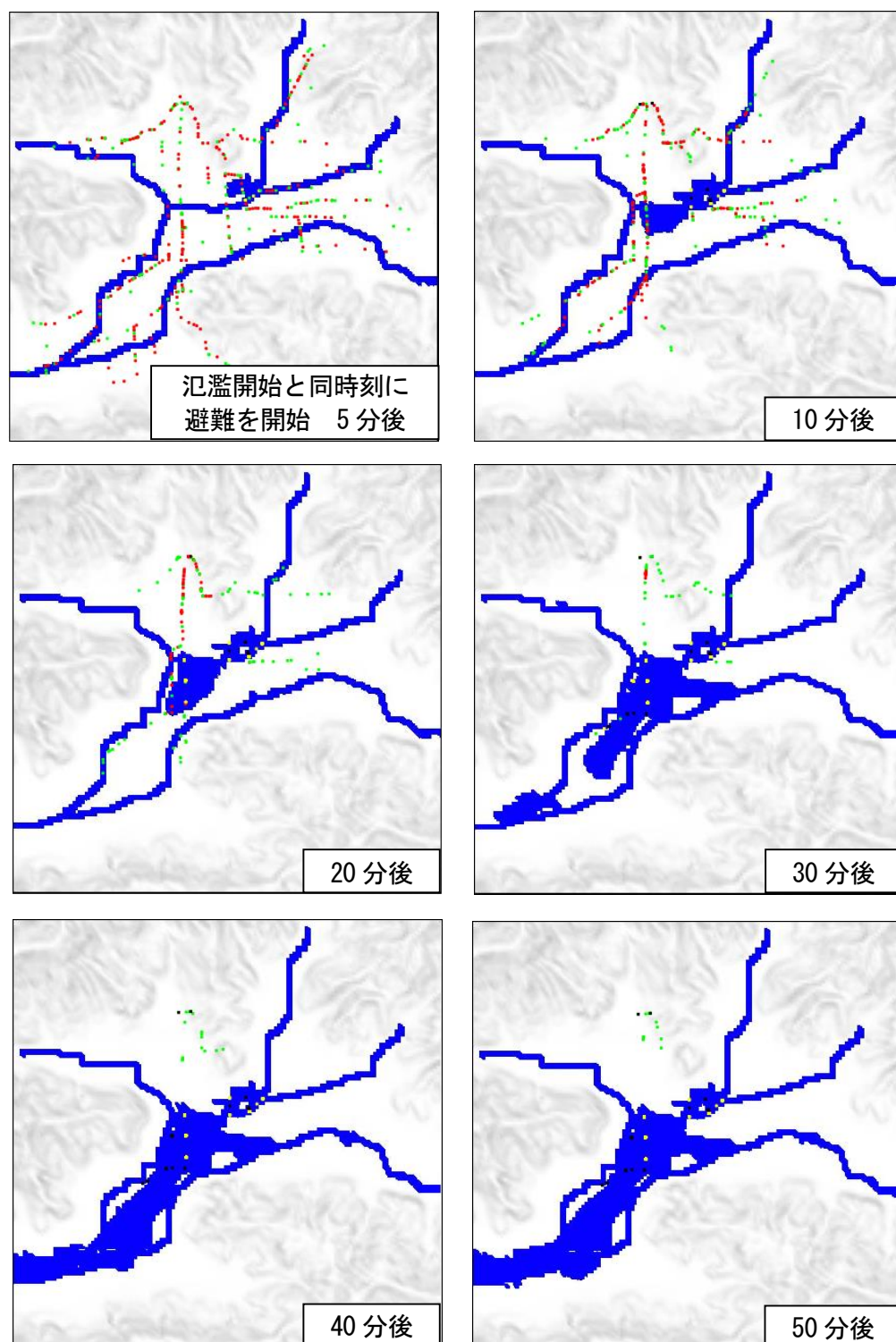


図-7.6 氾濫と同時刻に避難した場合の経過時間毎の状況

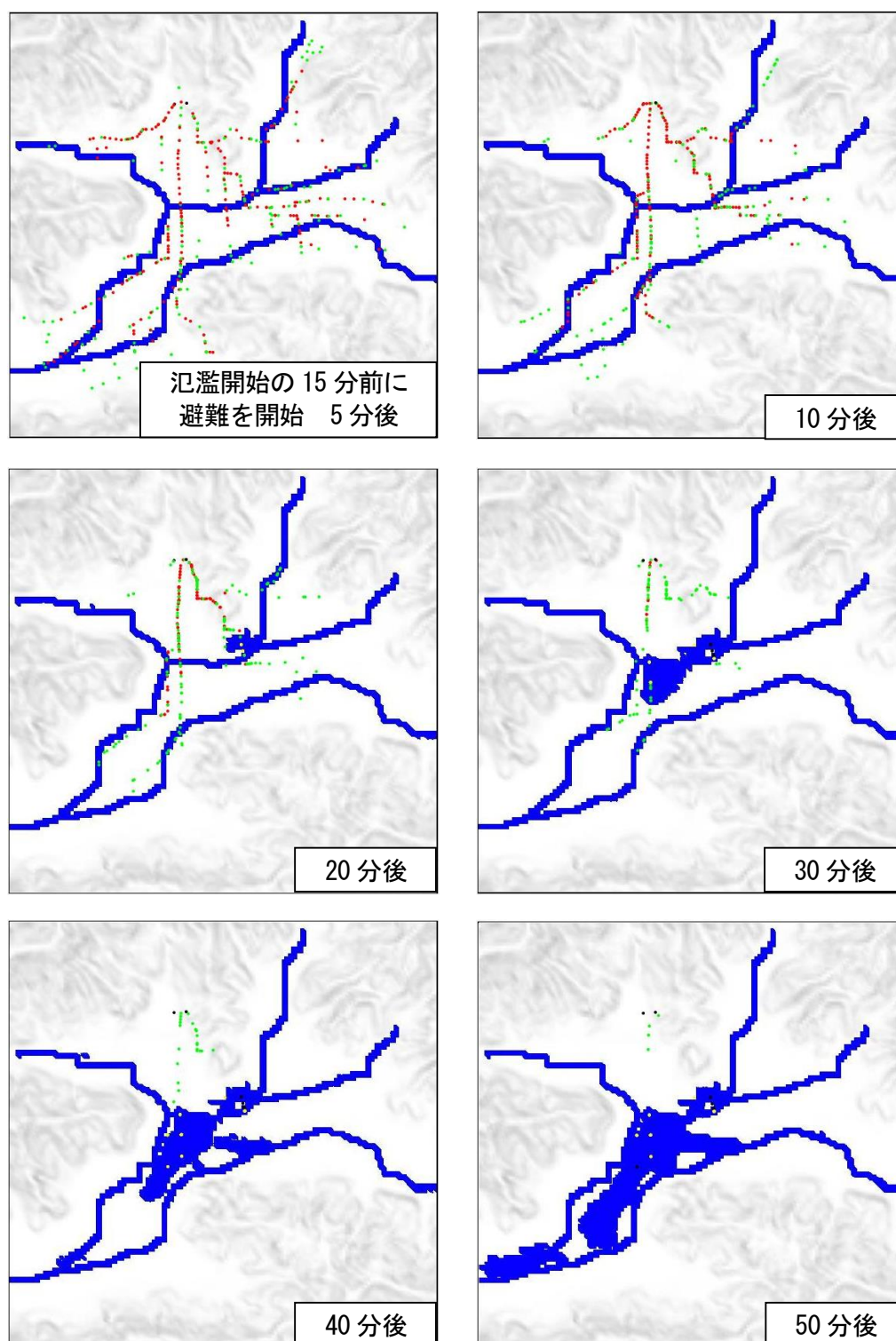


図-7.7 氾濫開始の15分前に避難した場合の経過時間毎の状況

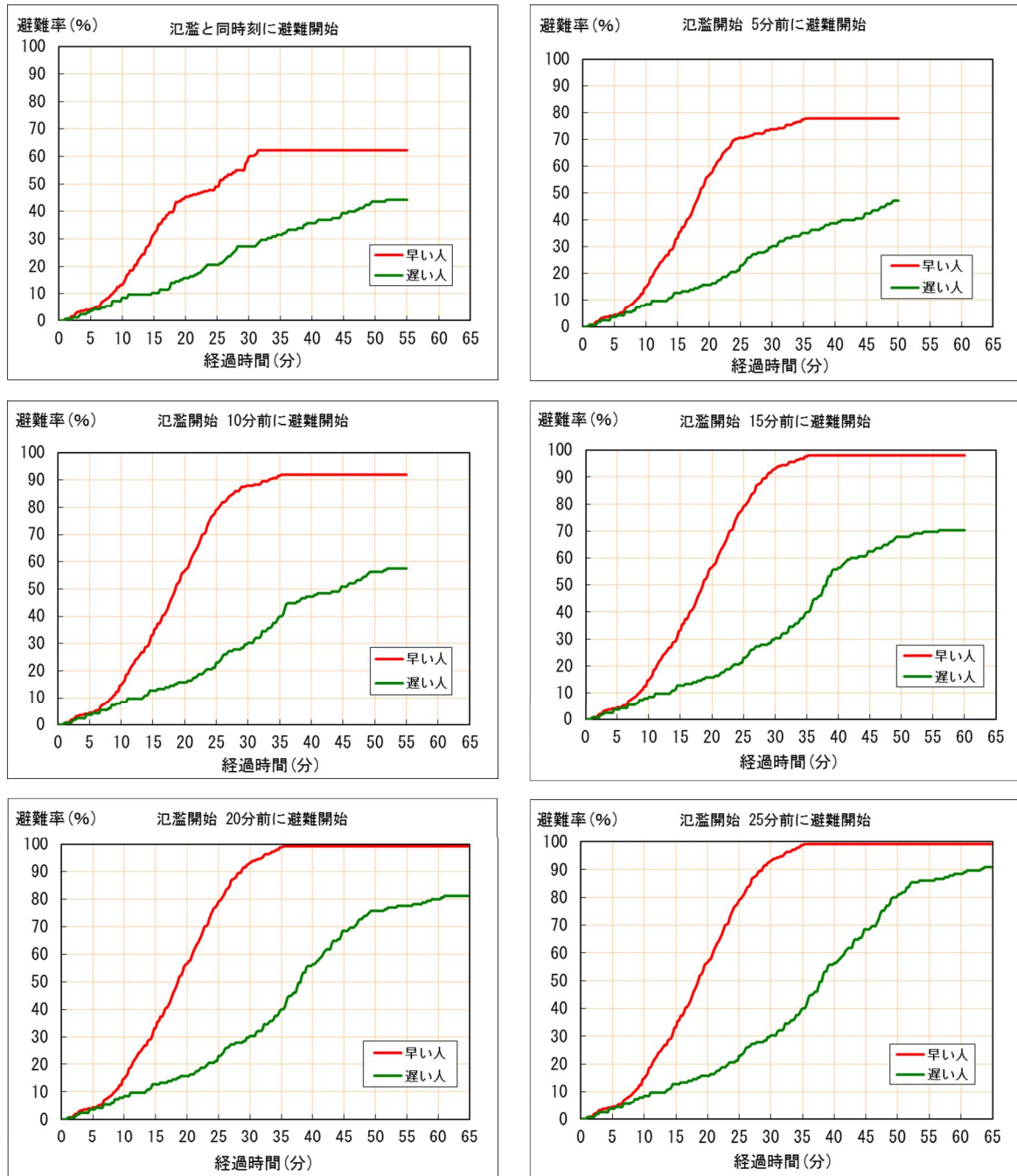


図-7.8 各避難開始時刻による経過時間と避難率

表-7.4 に示したように、氾濫と同時に避難を開始したケースでは、全体の 45 %の避難者が避難経路を絶たれて被害者となっている。図-7.8 から分かるように、避難開始時刻が早いほど避難率は向上しており、早期避難の重要性が目に見える形で示された。

図-7.6 および図-7.7 から、対象地区における避難経路は大きく 3 つに大別できる。

表-7.4 避難開始時刻と避難率

避難開始時刻	エージェントの種類	避難完了時刻(分)	避難率(%)	全体の避難率(%)
氾濫と同時刻	速い人	32	62	55
	遅い人	49	44	
氾濫の5分前	速い人	36	78	66
	遅い人	49	47	
氾濫の10分前	速い人	36	92	78
	遅い人	53	58	
氾濫の15分前	速い人	36	98	87
	遅い人	57	71	
氾濫の20分前	速い人	36	99	92
	遅い人	62	81	
氾濫の25分前	速い人	36	99	96
	遅い人	64	91	

①北東にいる避難者がそのまま西に進み南北に流れる金谷川を渡って避難所に向かう経路。

②東にいる避難者が氾濫開始地点のすぐそばを通り避難所に向かう経路。

③南西にいる避難者が避難所までつづく南北の道で天神川を渡る経路。

どの経路も避難の際には川を渡っており、東西に流れる川が氾濫した場合には避難経路のすべてが通れない状況となっている。避難開始が早ければ早いほど氾濫前に川を渡れる人が多くなり、その結果避難率の向上に繋がっている。しかし、早めに避難を始めても足の遅い人や避難場所から遠い人などは逃げている最中に氾濫が始まり被害者となっていることも分かった。したがって、避難者の避難経路を考える上で天神川を渡るルートは適切でないと考えられる。

そこで、天神川を渡らずに避難できるよう天神川の右岸側（北）の避難者を避難所1へ誘導し、左岸側（南）の避難者は新たに設定した避難所2へと誘導するケースでシミュレーションを実施し、避難所2を設定する場合の効果を確認する。

図-7.9に氾濫と同時刻に避難所1と避難所2に向かって避難者が分かれて避難する場合のシミュレーション結果を示す。図は避難開始の5分後から50分後までの避難状況である。

図-7.10に氾濫と同時刻に避難を開始する場合における避難所1のみのケースと避難所2を設定したケースの経過時間と避難率のグラフを示す。また、表-7.5にそれらのケースにおける避難完了時刻と避難率を示す。図-7.9において、避難開始5分後には避難者が南北に別れて避難している様子が示されている。図-7.10の両図の比較から避難率が劇的に向上していることが確認できる。表-7.5にも示されているとおり、避難所を2カ所とした場合において歩行速度の速い人の避難率が100%となっている。また、遅い人においても避

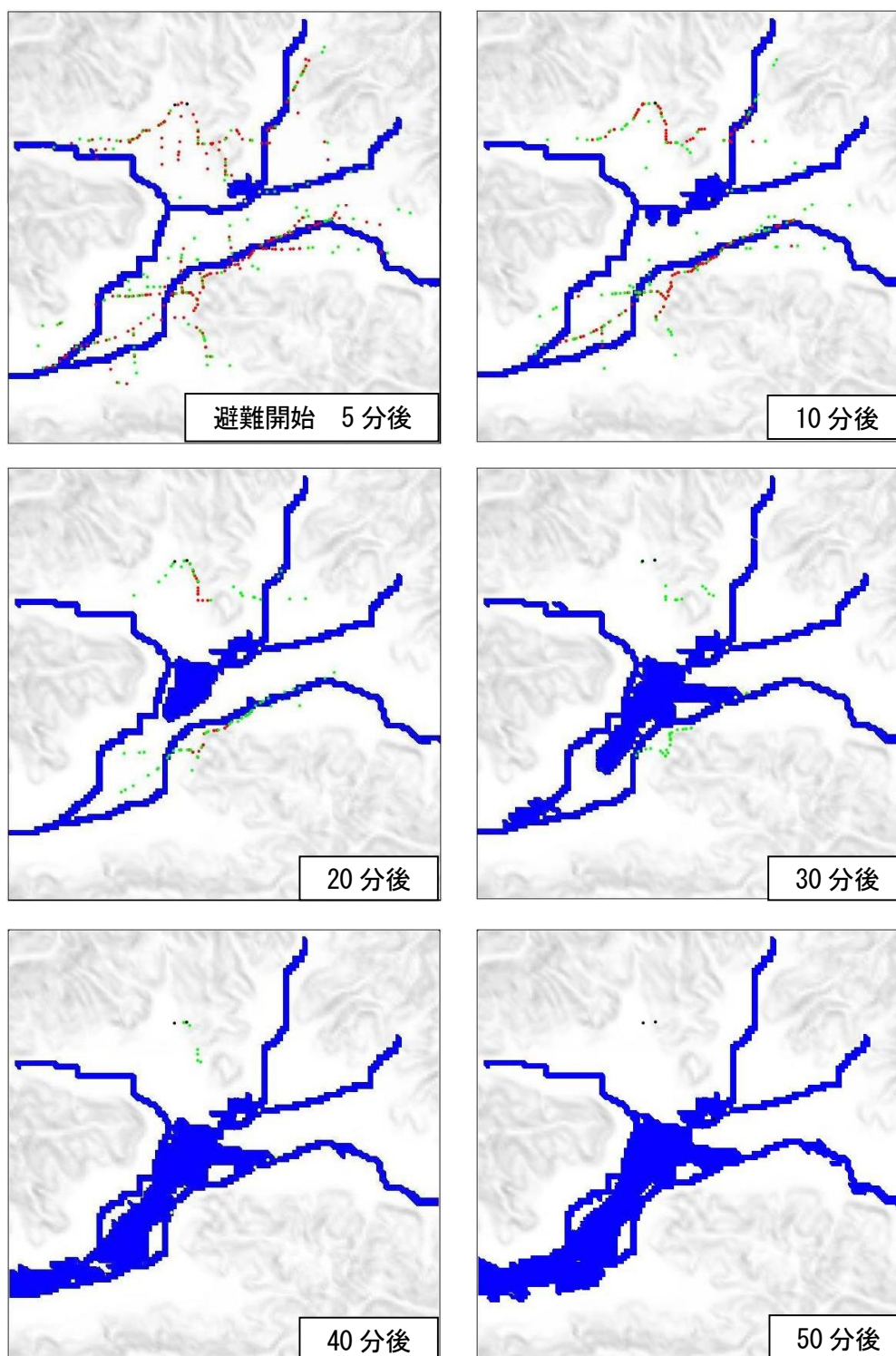


図-7.9 避難所を2カ所として氾濫と同時刻に避難した場合の経過時間毎の状況

第7章 外水氾濫時の避難行動のモデル化による検討

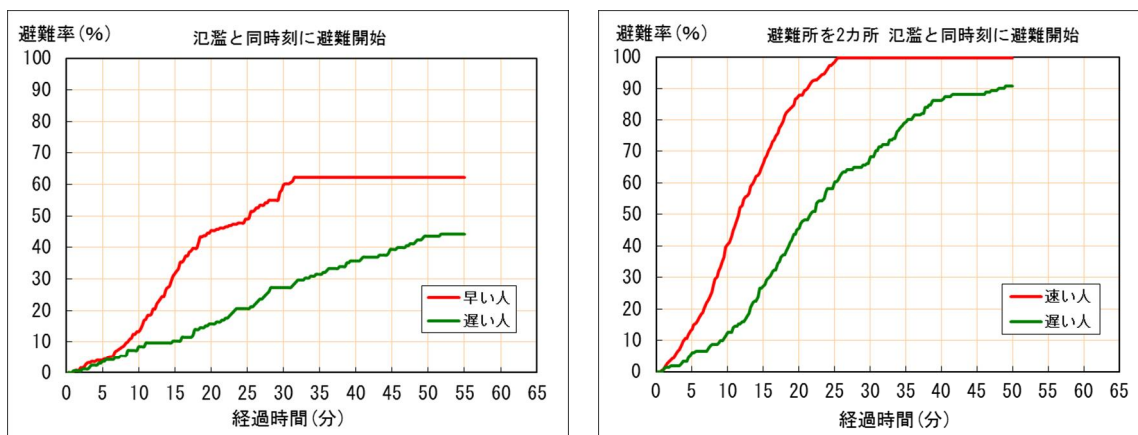


図-7.10 避難所数と避難率

表-7.5 避難所の数と避難率（氾濫と同時に避難）

避難所の数	エージェントの種類	避難完了時刻(分)	避難率(%)	全体の避難率(%)
1カ所	速い人	32	62	55
	遅い人	49	44	
2カ所	速い人	26	100	96
	遅い人	49	91	

避難率が 91 %となっている。避難所 1 のみと避難所 2 を設定したケースでは、全体の避難率が 41 %向上している。したがって、氾濫する河川の状況を適切に考慮した避難所の配置は、避難開始時刻を 25 分早める効果と同等であることが明らかとなった。

2) 避難者の共助を考慮した検討

水害時の避難行動では、避難を早急に決断し行動する「自助」と災害弱者とされる要援護者を援護して避難する「共助」が求められている。しかし、身近に迫った危機に対して共助を行うことで自らが被災する可能性についても重要な問題といえる。ここでは、避難者の共助が避難率に与える影響を検討する。

図-7.11 に 70 歳以上を援助して氾濫と同時に避難所 1 に向かって避難者が避難を開始した場合、図-7.12 に 70 歳以上を援助して氾濫開始の 15 分前に避難所 1 に向かって避難者が避難を開始した場合のシミュレーション結果を示す。図は避難開始の 5 分後から 50 分後までの避難状況である。Willis ら(2004)が示した歩行速度は、1) の検討で用いていた歩行速度よりも全体的に速く、70 歳以上では 1.16 m/s であり、歩行速度の遅い人 (0.65 m/s) よりも 0.5 m/s 以上速い。そのため、避難開始時刻の検討を行った際に比べて全体的に避難率は向上していると考えられる。

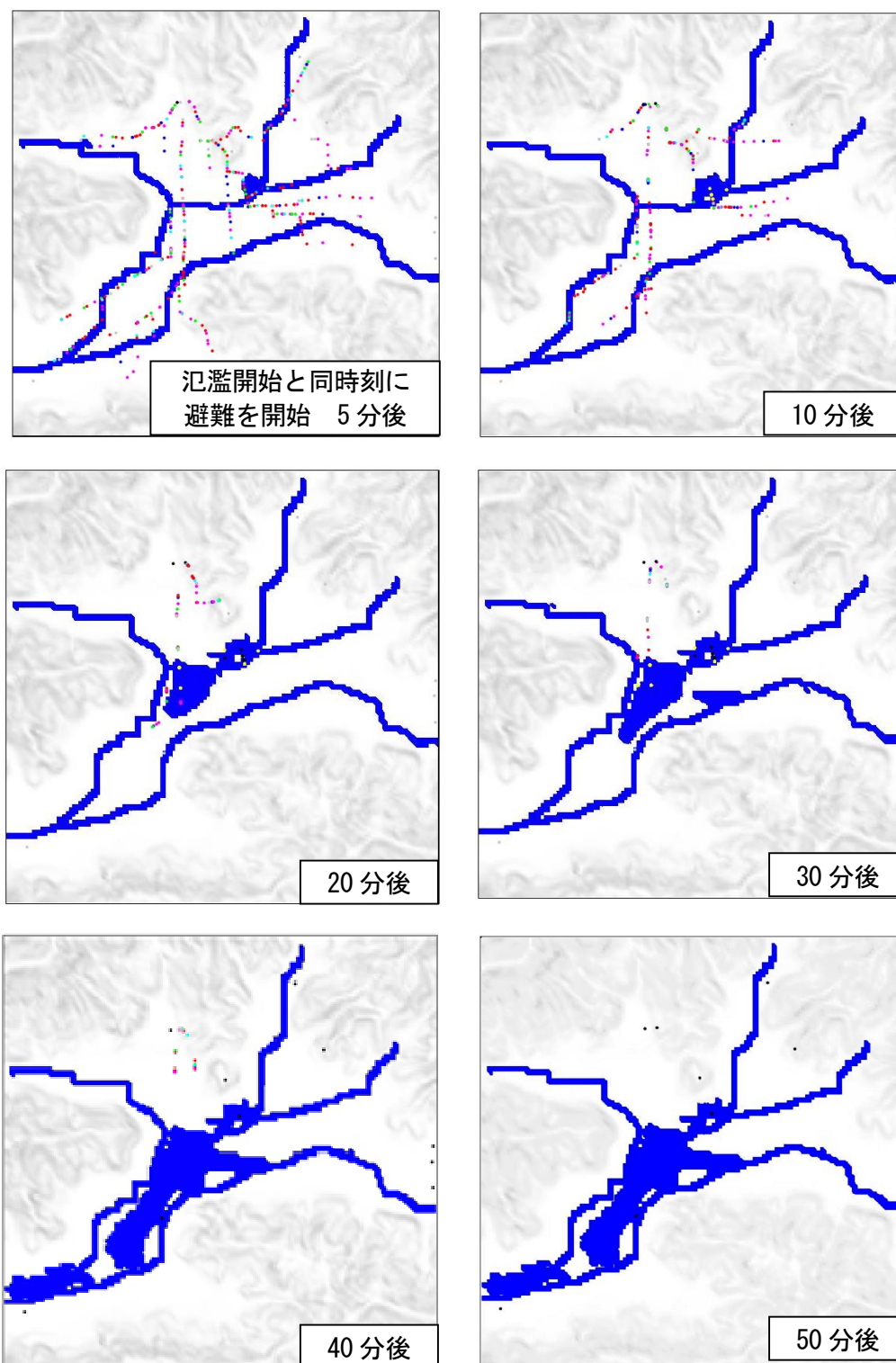


図-7.11 70歳以上を援助して氾濫と同時刻に避難した場合の経過時間毎の状況

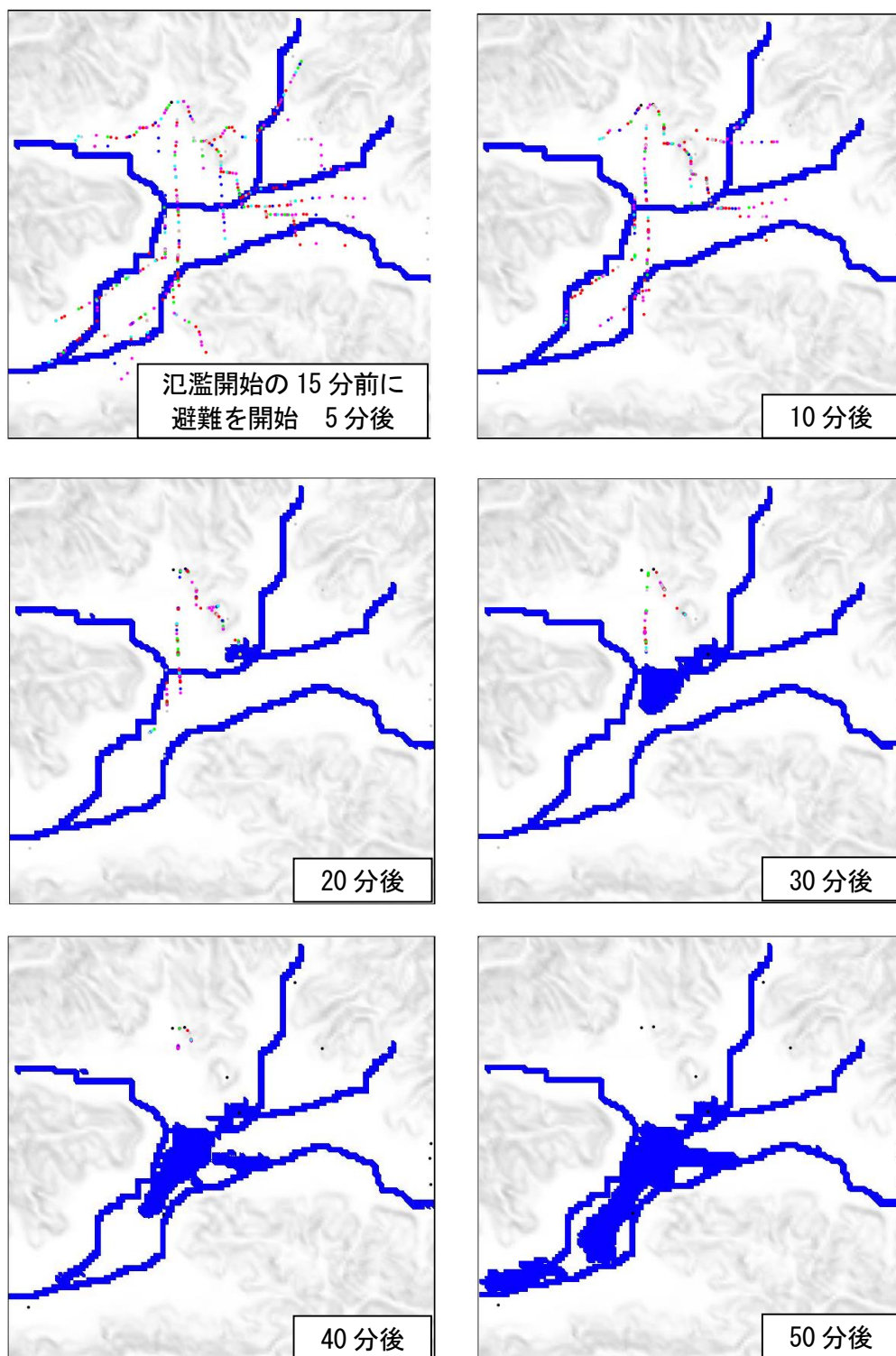


図-7.12 70歳以上を援助して氾濫開始の15分前に避難した場合の経過時間毎の状況

図-7.13 に氾濫と同時に避難を開始する場合において、70 歳以上の要援助者を援助する共助ありのケースと共助なしのケースの経過時間と避難率のグラフを示す。また、表-7.6 にそれらのケースにおける避難完了時刻と避難率を示す。図および表において、70 歳以上の避難者は援助なしに避難できない条件を与えているため、共助なしのケースでは 70 歳以上の避難率が 0 %となっている。表-7.6 から共助を行った場合の避難率がより高くなってはいるものの、年齢別の避難率を比較すると、各年齢層の避難率が低下している。これは、要援助者を援助することにより歩行速度が低下し、被災していることを示している。図からも共助ありのケースでは、避難完了時刻が 5 分以上遅くなっていることが読み取れる。共助によって被災する避難者の詳細として、70 歳以上の 63 %（全体の 7.7 %）を避難させるために、その他の年齢層において 4.4 %が被災したことになる。

図-7.14 に氾濫開始の 15 分前に避難を開始する場合において、70 歳以上の要援助者を援助する共助ありのケースと共助なしのケースの経過時間と避難率のグラフを示す。また、表-7.7 にそれらのケースにおける避難完了時刻と避難率を示す。

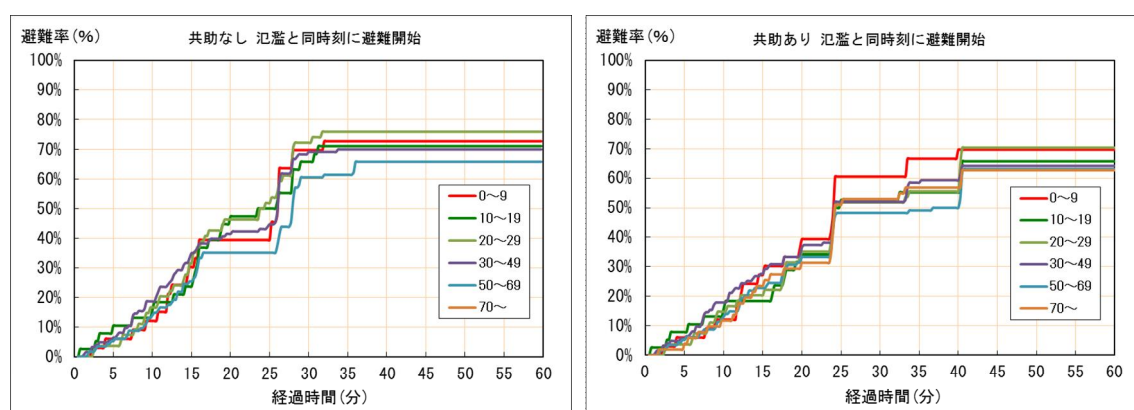


図-7.13 共助の有無による経過時間と避難率（氾濫と同時に避難）

表-7.6 避難所の数と避難率（氾濫と同時に避難）

エージェント の種類(年齢)	共助なし		共助あり	
	避難完了時刻 (分)	避難率 (%)	避難完了時刻 (分)	避難率 (%)
0 ～ 9 歳	32	73	41	70
10 ～ 19 歳	31	71	41	66
20 ～ 39 歳	32	76	41	70
30 ～ 49 歳	34	70	41	65
50 ～ 69 歳	36	66	41	63
70 歳 ～	0	0	41	63
全体の避難率		61		66

第7章 外水氾濫時の避難行動のモデル化による検討

図および表において、共助なしのケースでは70歳以上を除くすべての年齢層の避難率がほぼ100%となっている。しかし、70歳以上が避難者に占める割合は12.3%であり、共助なしのケースでは70歳以上の避難者を除くすべての避難者が避難した場合でも、全体の避難率は87.7%である。一方、共助ありのケースでは70歳以上の要援助者の避難率が82%に達しており、その他の年齢層においても避難率の著しい低下は示されなかった。そのため、全体の避難率においても、共助なしのケースが87%であったのに対し共助ありのケースでは96%まで向上している。

したがって、避難時に要援助者を援助して避難することにより全体の避難率は向上するものの、共助を行うことによって被災する避難者も生じることとなる。その危険性を回避するためにも避難開始時刻を早めることが重要であり、避難率の向上につながっている。

なお、今回の検討で70歳以上の要援護者は、配置された場所にその他の避難者が通過しない限り避難を開始することができないため、配置された場所によっては必ず被災することになる。この問題は現実の状況においても同様であるといえる。

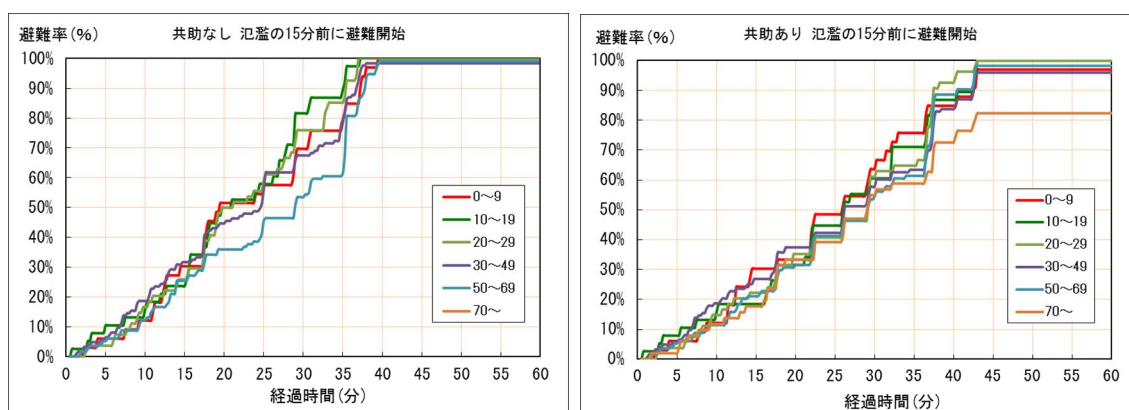


図-7.14 共助の有無による経過時間と避難率（氾濫開始の15分前に避難）

表-7.7 共助の有無と避難率（氾濫開始の15分前に避難）

エージェント の種類(年齢)	共助なし		共助あり	
	避難完了時刻 (分)	避難率 (%)	避難完了時刻 (分)	避難率 (%)
0 ～ 9 歳	39	100	42	97
10 ～ 19 歳	37	100	43	100
20 ～ 39 歳	37	100	43	100
30 ～ 49 歳	38	98	43	96
50 ～ 69 歳	40	99	43	98
70 歳 ～	0	0	43	82
全体の避難率		87		96

7. 5 結語

本章では、洪水氾濫の災害時に見られる避難行動について、避難者がどのように避難するかを視覚的に把握することのできる避難行動シミュレータ(マルチエージェントシミュレータ)を用いて、福井県鯖江市河和田地区を対象にモデル化し、避難開始時刻と避難所の位置および避難者の共助が避難率に及ぼす影響について検討を行った。

以下に、本章で得られた主要な結論を示す。

- 1) 外水氾濫時の避難行動をマルチエージェントシミュレータによりモデル化し、住民が避難所へ避難する状況を視覚的に表現することを実現した。また、第4章で行った同地区における福井豪雨時の氾濫解析の時系列データを用いることにより、時々刻々と変化する氾濫流によって避難経路が絶たれ、避難所に到達できずに被災する状況を再現した。
- 2) 氾濫の発生時刻に対して避難開始時刻を早めた場合について、シミュレーション画像により視覚的に表現するとともに、避難率として数値化したデータにより、避難開始時刻を早めることによる避難率向上の効果を示した。
- 3) 豪雨時に河川が氾濫する状況を認識して適切な場所に避難所を配置する場合について、視覚的に表現するとともに、避難率を向上させる効果が大いことを示し、河和田地区の場合には、避難開始時刻を25分早める場合と同等の効果があることを示した。
- 4) 避難者の年齢毎に属性を与え、70歳以上を要援助者として共助の行動が避難率に及ぼす影響について検討し、共助が避難率向上につながることを示した。

第7章 外水氾濫時の避難行動のモデル化による検討

参考文献

- 片田敏孝, 児玉真, 佐伯博人: 洪水ハザードマップの認知とその促進策に関する研究, 土木学会水工学論文集, 第48巻, pp. 433-438, 2004.
- 高橋保, 中川一, 東山基: 洪水氾濫水の動態を考慮した避難システムの評価に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第32号, B-2, pp. 757-780, 1989.
- 山本一浩, 上野幹夫, 椎葉航, 小林一郎, 橋本淳也: マルチエージェントモデルを用いた洪水・避難シミュレータに関する研究, 第6回KK-MASコンペティション, pp. 1-3, 2006.
- 後藤仁志, 原田英治, 酒井哲郎, 丸山由太: Boid型群衆モデルによる津波避難シミュレーションの提案, 海岸工学論文集, 第53巻, pp. 1311-1315, 2006.
- 犬飼洋平, 小国健二, 堀宗朗: 計測に基づく避難行動マルチエージェントシミュレータの開発, 応用力学論文集, Vol. 8, pp. 629-636, 2005.
- 井面仁志, 白木渡, 堂垣正博, 有友春樹: CAによる災害時の人間の行動を考慮した避難シミュレーション, 第59回土木学会年次学術講演会概要集, I-242, pp. 483-484, 2004.
- 近田康夫, 廣岡淳: CAによる避難行動シミュレーション, 第9回設計工学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 55-61, 2005.
- 清野純史, 三浦房紀, 瀧本浩一: 被災時の群衆避難行動シミュレーションへの個別要素法の適用について, 土木学会論文集, 第537号, I-35, pp. 233-244, 1996.
- 二本松誠司, 志鎌隆, 澁谷健一, 高橋清: マルチエージェント・シミュレーションを用いた広域交通流動に対する津波被害リスクに関する研究, 第66回土木学会年次学術講演会概要集, IV-044, pp. 87-88, 2011.
- 椎葉航, 小林一郎, 上野幹夫, 橋本淳也: マルチエージェントモデルを用いた洪水・避難シミュレータに関する研究, 第61回土木学会年次学術講演会概要集, VI-266, pp. 531-532, 2006.
- 竹下史朗, 小林一郎, 山田文彦, 上野幹夫: マルチエージェントモデルを用いた洪水・避難シミュレータの開発, 土木情報利用技術論文集, Vol. 16, pp. 203-212, 2007.
- 宇野圭亮, 大川博史, 檜山和男: VR技術を用いた災害避難シミュレーションシステムの構築, 第62回土木学会年次学術講演会概要集, CS-019, pp. 395-396, 2007.
- 佐藤菜美, 野田茂: MASを用いた津波避難シミュレーションと避難支援策の検討, 第65回土木学会年次学術講演会概要集, I-588, pp. 1175-1176, 2010.
- MASコミュニティーホームページ, <http://mas.kke.co.jp>, 2013
- 山影進, 人口社会構築指南~artisocによるマルチエージェントシミュレーション入門, 2007
- Alexandra Willis, Nathalia Gjersoe, Catriona Havard, Jon Kerridge, Robert Kukla: Human movement behavior in urban spaces ó implications for the design and modeling of effective pedestrian environments, Journal of Environment and Planning B, Planning and Design, Vol.31, No.6, pp.805-828, 2004.

第8章 結論

本論文では、市街地隣接河川での洪水流の数値解析と避難行動への適用として、まず第Ⅰ編に市街地隣接河川が内在する洪水に対する危険性を数値解析的アプローチにより検証することを目的として、河川の河口部から中山間地に至るまでの洪水流に関わる諸現象について数値解析を行い、計算で得られた結果を検証した。また第Ⅱ編に市街地隣接河川で発生した洪水氾濫における被害状況と住民の避難行動の実態を把握し、洪水氾濫時の避難行動について検討することを目的として、被災直後のアンケート調査によりそれらの実態を把握し、避難シミュレーションを用いた避難行動の検討を行った。

本章では、これまでの各章で得られた研究成果を要約し、本論文の結論とする。

第1章では、本研究の背景を述べ、本論文の研究目的と論文構成および各章の概要を示した。

第Ⅰ編の第2章では、市街地に隣接する大河川である阿賀野川河口部を対象に、平面2次元の数値モデルによって河口砂州のフラッシュと砂州地形の形成に関する数値計算を実施し、計算結果の検証を行った。以下に、第2章で得られた主要な結論を要約する。

- 1) 平面2次元の数値モデルによって、洪水時の河口砂州のフラッシュによる地形変化およびそれに伴う水位上昇量の低減効果について定量的に把握できることを示した。さらに、2002年の洪水時のフラッシュによる地形変化の再現計算において、洪水前後の河床断面積は計算と実測でほぼ一致することを示した。
- 2) 今回対象とした2002年の洪水による数値解析では、フラッシュが生じた場合と生じない場合で河口部における水位差が2 m 程度であることを示した。また、フラッシュが生じない場合には阿賀野川下流端の堤防の天端高さとほぼ同じ高さまで水位が上昇することを明らかにし、フラッシュ現象が水位に与える影響は大きく治水安全上、重要であることを示した。
- 3) 不規則波を用いた波浪場の計算と底質移動による地形変化の計算を連結させた平面2次元の数値モデルによって、河川流量や有義波高、主波向の違いによる砂州の形成について計算結果を比較し、与えた条件に応じて地形変化が生じていることを確認した。
- 4) 今回対象とした1978年の出水による数値解析では、河口砂州フラッシュ後の砂州再生についての再現計算において、砂州の形状を正確に再現するには至らなかったものの、砂州の形成地点や発達の方は定性的に表現できることを示した。

第Ⅰ編の第3章では、市街地に隣接する都市河川が持つ特異な状況を明らかにすることを目的に、市街地への大規模な外水氾濫を生じた平成16年7月福井豪雨について洪水流解

第8章 結論

析を行った。福井市街地中心部を貫流する足羽川について、日野川合流点から天神橋までの約 12.6 km 区間を対象に、河道の蛇行形状を表現する平面 2 次元の一般曲線座標系を用いて中流域における河道内の洪水流の再現計算を行った。以下に、第 3 章で得られた主要な結論を要約する。

- 1) 福井豪雨時の九十九橋水位観測点（日野川合流点から 3.1 km）と荒川外水位観測点（4.5 km）での観測水位と計算結果の同地点の水位は、ともに水位の上昇時に計算結果が実測値よりも大きな値となっているものの、ピーク水位は一致していることを示した。また、破堤地点水位の計算結果と破堤地点の堤防高（11.67 m）を比較し、越水開始時刻が一致していることを示した。
- 2) 福井豪雨時の洪水流の再現計算において、解析区間全域の堤防高、洪水痕跡、計算結果の水位について比較した結果、洪水痕跡と計算水位は概ね一致し、洪水時の流れを再現できていることを示した。
- 3) 橋脚がある場合とない場合での計算水位の比較から、橋が密集して架けられている区間の上流側において橋脚によるせき上げ効果が累積し、水位の上昇量が 40 cm を超えていることを示した。また、破堤地点（4.6 km）での水位上昇は約 35 cm であることを明らかにした。
- 4) 河道の蛇行による左岸と右岸の水位差を計算結果から算出し、破堤地点（4.6 km）付近では右岸よりも破堤した左岸の水位が約 40 cm 高いことを明らかにした。また、破堤地点のほぼ対岸に位置する荒川排水ポンプの稼働によって生じる破堤地点での水位上昇は、約 8 cm であることを明らかにした。
- 5) 計算結果の流況から、破堤地点（4.6 km）は蛇行の外縁部でありながら堤防近傍の流速がさほど大きくないことを示した。福井豪雨時の破堤は、蛇行の水衝部であることから生じたのではなく、計画を上回る流量によって水位が高くなり、これに加えて橋脚によるせき上げ、蛇行による水位上昇、ポンプ排水による水位上昇が重なったための越流によることを明らかにした。

第 I 編の第 4 章では、中山間地の市街地に隣接する河川が氾濫した際の、氾濫流の流下する状況を明らかにすることを目的に、中山間地で大規模な氾濫被害を生じた平成 16 年 7 月福井豪雨時の河和田川流域を対象に氾濫流の数値解析を実施し、計算結果の検証を行った。以下に、第 4 章で得られた主要な結論を要約する。

- 1) 中山間地河川を堀込河川として表現し、河道内の洪水流と氾濫原の氾濫流を包括した流れの計算方法を提案し、河川合流地点からの溢水や氾濫流の流れが解析可能であることを示した。

- 2) 福井豪雨時の河和田地区での浸水深の調査資料や地域住民への聞き取り調査により想定浸水深を設定し、氾濫解析の計算結果との比較から、両者は概ね一致することを示した。また、提案した計算方法において、上流域での氾濫と下流域での氾濫の浸水開始時刻差を表現できることを示した。
- 3) 提案した計算方法において、10mメッシュの DEM データに水田、道路などの微細な標高の修正を加えて氾濫解析を行い、福井豪雨時の鯖江地域の冠水区域を概ね再現できることを示した。

第Ⅰ編の第5章では、豪雨災害時の被害を拡大させる洪水流中の漂流物に着目し、流体と物体の連成計算を行う手法を提案するとともに、洪水流中の移動物体の運動について、水中を運動する物体の数値計算と浸水域を運動する物体の数値計算を行った。以下に、第5章で得られた主要な結論を要約する。

- 1) 流体中を移動する物体と流体の相互作用について巻き付き判定法を導入することにより、2次元静止直交格子座標系で任意形状の物体の移動を表現する手法を構築した。また、様々な形状の物体を同一計算領域内に集合配置した場合にも、計算負荷を増大させることなく、個々の運動を表現できることを示した。
- 2) 水中の物体の運動に関する数値解析において、一様流中の静止円および回転円の計算を行い、物体への流体からの流体力の作用と物体の運動が流体に及ぼす影響を確認するとともに、従来の室内実験で得られた流れの現象を再現できることを示した。
- 3) 一様流の水中において流体力を受けて物体が移動する様子を確認し、物体の形状に応じた運動が再現できることを示した。
- 4) 浸水域の物体の運動に関する数値解析において、物体の運動を支配する力について、流体力に対する物体の摩擦による抵抗力を導入し、定性的ではあるものの合理的に計算することが可能であることを示した。

第Ⅱ編の第6章では、治水安全性が高められた市街地隣接河川である足羽川の破堤氾濫により発生した福井豪雨災害に着目し、災害発生の約1ヶ月後に実施したアンケート調査を基に、被害の実態、避難情報の伝達および住民の避難行動に関して分析を行った。以下に、第6章で得られた主要な結論を要約する。

- 1) 福井豪雨災害時の被害の状況においては、木田、豊地区の被害の大きさを示すとともに、木田、豊地区と他の地区との被害の違いを示した。

第8章 結論

- 2) 災害時の避難情報の伝達に関して、避難勧告情報を受け取った手段の分析、避難勧告発令時刻と住民に伝わった時間の比較をすることで、行政機関の豊地区に対する情報伝達が不十分であったこと、行政機関の発令する情報以外の情報も伝わっていたことを明らかにした。
- 3) 避難行動についての結果から、避難勧告情報の伝達、避難時の浸水状況を分析することにより、住民が避難を決断する要因は、河川に近い地区では堤防の決壊しそうな状態、河川から離れた地区では自宅の浸水であったことを明らかにした。

第Ⅱ編の第7章では、洪水氾濫の災害時に見られる避難行動について、避難者がどのように避難するかを視覚的に把握することのできる避難行動シミュレータ(マルチエージェントシミュレータ)を用いて、福井県鯖江市河和田地区を対象にモデル化し、避難開始時刻と避難所の位置および避難者の共助が避難率に及ぼす影響について検討を行った。以下に、第7章で得られた主要な結論を示す。

- 1) 外水氾濫時の避難行動をマルチエージェントシミュレータによりモデル化し、住民が避難所へ避難する状況を視覚的に表現することを実現した。また、第4章で行った同地区における福井豪雨時の氾濫解析の時系列データを用いることにより、時々刻々と変化する氾濫流によって避難経路が絶たれ、避難所に到達できずに被災する状況を再現した。
- 2) 氾濫の発生時刻に対して避難開始時刻を早めた場合について、シミュレーション画像により視覚的に表現するとともに、避難率として数値化したデータにより、避難開始時刻を早めることによる避難率向上の効果を示した。
- 3) 豪雨時に河川が氾濫する状況を認識して適切な場所に避難所を配置する場合について、視覚的に表現するとともに、避難率を向上させる効果が大いことを示し、河和田地区の場合には、避難開始時刻を25分早める場合と同等の効果があることを示した。
- 4) 避難者の年齢毎に属性を与え、70歳以上を要援助者として共助の行動が避難率に及ぼす影響について検討し、共助が避難率向上につながることを示した。

以上、本論文では、市街地隣接河川が内在する洪水に対する危険性を数値解析によって検証することができた。また、市街地隣接河川で発生した洪水氾濫における被害状況と住民の避難行動の実態把握を行うとともに、洪水氾濫時の避難行動について検討を行い、避難行動計画の指標となる成果を得た。ただし、本論文は市街地隣接河川における危険性の検証に留まっており、今後は検証結果を踏まえた対策の手法を求めていかなければならない。さらに、避難行動のモデル化についてもより現実近づける工夫と、それを用いた避難計画の提案、防災教育の実践が必要と考えられる。

謝 辞

本研究に関する発表論文

謝 辞

本論文をとりまとめるにあたり、長岡技術科学大学 細山田得三 教授には、終始懇切丁寧なご指導、またご鞭撻を頂きました。著者が長岡技術科学大学大学院工学研究科に在学し、研究を始めた約 20 年前にご指導いただいて以来、福井工業高等専門学校助教としての現在に至るまで、常にお力添えいただきました。ここに衷心より厚く御礼申し上げます。

長岡技術科学大学 大塚 悟 教授、力丸 厚 教授、陸 旻皎 教授、熊倉俊郎 准教授には、本論文の審査にあたり大変お世話になりました。ここに深甚なる感謝の意を表します。また、長岡技術科学大学 早川典生 名誉教授、故 福嶋祐介 教授とともに、陸 旻皎 教授、熊倉俊郎 准教授、犬飼直之 助教、山本 浩 技術職員には、著者が学生時代に在籍した水工防災研究室にてご指導いただいたことに深く感謝し、厚く御礼申し上げます。

福井工業大学 宇治橋康行 教授には、福井豪雨災害時のアンケート調査に際し、大変お世話になりました。心より感謝申し上げます。

福井工業高等専門学校 廣部英一 名誉教授には、著者が同校の 5 年生で卒業研究のご指導を頂いた 1 年間および同校環境都市工学科の教員となって以来、常に暖かなお心遣いと研究について適確な助言を頂きました。ここに衷心より厚く御礼申し上げます。

福井工業高等専門学校 渡辺康二 名誉教授、前島正彦 名誉教授、同校環境都市工学科 武井幸久 教授には、学生として在籍した 5 年間、教員として着任後の現在に至るまで、懇切丁寧で熱意のこもったご指導を頂くとともに、多大なご協力を賜りました。また、同学科の阿部孝弘 教授、山田幹雄 教授、吉田雅穂 教授、奥村充司 准教授、辻子裕二 准教授、辻野和彦 准教授、香月壮亮 講師、江本晃美 講師ならびに坪川 茂 技術職員、荒木俊幸 氏（元技術職員）、小木曾晴信 技術職員および諸先生、職員の方々には、常日頃からご協力を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

著者の研究室の卒業生諸氏には、卒業研究、特別研究を通じて研究に協力して頂きました。心より感謝するとともに、同じ時間を過ごせたことをとても嬉しく思います。

最後に、これまでの研究生活を支え、笑顔で励ましてくれた妻・徳子、娘・弘奈に心より感謝します。ありがとう。

本研究に関する発表論文

- 廣部英一, 田安正茂: 九頭竜川における植生の影響を考慮した洪水時の流況解析について, 福井工業高等専門学校研究紀要, 自然科学・工学, 第 36 号 pp. 35-50, 2002.
- 廣部英一, 田安正茂: 九頭竜川水系日野川 (鯖江市区間) における河道内植生が洪水流に及ぼす影響, 福井工業高等専門学校研究紀要, 自然科学・工学, 第 37 号 pp. 35-48, 2003.
- 廣部英一, 岡田和之, 田安正茂: 日野川における河道内植生域の経年変化および樹木伐採による洪水流への影響, 環境情報科学論文集, 第 18 巻, pp. 113-118, 2004.
- 田安正茂, 細山田得三: 流体中を移動する物体と周囲流体との連成計算法の新提案, 海岸工学論文集, 第 51 巻 pp. 656-660, 2004.
- 廣部英一, 田安正茂, 榎田真也, 宇治橋康行, 玉井信行: 平成 16 年 7 月福井豪雨による足羽川の洪水災害と洪水流解析について, 河川技術論文集, 第 11 巻, pp. 133-138, 2005.
- 廣部英一, 田安正茂, 宇治橋康行, 玉井信行: 福井豪雨災害における被害状況と避難行動に関するアンケート調査, 河川技術論文集, 第 11 巻, pp. 151-156, 2005.
- 田安正茂, 廣部英一, 宇治橋康行: 平成 16 年 7 月福井豪雨における避難情報の伝達と住民の避難行動について, 環境情報科学論文集, 第 19 巻, pp. 413-418, 2005.
- 廣部英一, 田安正茂, 岡田和之: 平成 16 年 7 月福井豪雨における足羽川の洪水について, 福井工業高等専門学校研究紀要, 自然科学・工学, 第 39 号, pp. 59-70, 2005.
- 田安正茂, 廣部英一: 平成 16 年 7 月福井豪雨災害に関するアンケート調査の集計結果, 福井工業高等専門学校研究紀要, 自然科学・工学, 第 39 号, pp. 87-96, 2005.
- 細山田得三, 田安正茂, Pujiraharjo Alwafi, 佐藤啓明: 砂州による洪水流下能力の低下と治水上の危険性評価に関する研究—阿賀野川河口砂州を対象として—, 水工学論文集, 第 51 巻, pp. 967-972, 2007.
- Masashige TAYASU, Tokuzo HOSOYAMADA and Pujiraharjo Alwafi: Numerical Simulation for Reduction of Water Level Raising in Flood Due to Flushing of Sandbars in Agano River Mouth, In book of the Advances in Geosciences, Vol. 11, pp. 185-196 (2009). AOGS 2007 - Hydrological Science, Eds. Namsik Park et al., World Scientific Publishing Company.
- 細山田得三, 田安正茂, 安田剛章: 数値計算による阿賀野川河口砂州地形の生成について, 土木学会論文集 B 2 (海岸工学), Vol. 67, No. 2, I_561- I_565, 2011.
- 細山田得三, 田安正茂, 犬飼直之, 森貴正: 津波外力を受けて移動する物体の数値計算法の提案, 土木学会論文集 B 2 (海岸工学), Vol. 69, No. 2, I_786- I_790, 2013.

